F 1812/6

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI

MŰSZAKI EGYETEM 1949

Tomul XXVII (XXXI)

Fasc. 1 — 4

265

Secția VI

ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

1981

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI

Tomul XXVII (XXXI)

Fasc. 1-4

Secţia VI

ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

1981

1989

COLEGIUL DE REDACȚIE

Prof. dr. doc. **VAL. BLIDARU,**
Prof. dr. doc. **N.V. BOȚAN,**
Prof. dr. ing. **GH. CAȘLER,**
Prof. dr. ing. **M. GAFIȚEANU** (președinte),
Prof. dr. P. **MÂLCOMETE,**
Prof. dr. doc. **D. MANGERON,**
Prof. dr. ing. **T. SILION**
Acad. prof. dr. doc. **CR. SIMIONESCU,**
Prof. dr. ing. **I. VLAD.**

BME KÖZPONTI KÖNYVTÁRA
FOLYÓIRAT OSZTÁLY
1-87210

Budapesti Műszaki Egyetem
Központi Könyvtár
14431/1981

COMITETUL DE REDACȚIE AL SECȚIEI VI. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

Prof. dr. doc. **CHIRIL POPESCU**
Prof. dr. ing. **VASILE BĂLOIU**
Prof. dr. ing. **ECATERINA BLIDARU**

REDACȚIA

Prof. dr. doc. **D. MANGERON** (redactor responsabil)
Prof. dr. ing. **HUGO ROSMAN** (secretar)
ECATERINA IRIMIEA (tehnoredactor)

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Tomul XXVII (XXXI), Fasc. 1–4 1980

Secţia VI

ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

SUMAR

V. BLIDARU, E. NIŢESCU, A. NICOLAU, I. COJOCARU, C. NIŢESCU şi M. NICOLAU, Ameliorarea terenurilor salinizate prin irigare—spălare—drenaj. Eficienţa spălării cu referire la solurile salinizate din lunca rîului Prut (engl., rez. rom.) 7

E. BLIDARU, I. BARTHA şi M. LUCA, Unele probleme actuale privind structura constructivă şi funcţională a dispozitivelor de comandă pentru regulatoarele de nivel (engl., rez. rom.) 15

E. NIŢESCU şi T. BLIDARU, Controlul concentraţiilor de ioni prin procedee de electro-drenaj, în vederea bonificării solurilor hidrosaline din sistemele de irigaţii (rom., rez. engl.) 21

O. ALEXANDRESCU, Contribuţii la optimizarea consumului de energie în sistemele de irigaţii (franc., rez. rom.) 29

D. LOGHIN, D. LEU, ŞT. POPESCU, ST. TOMA şi M. NICOLAU, Contribuţii la studiul loviturilor de berbec în reţelele pentru transportul apei (engl., rez. rom.) 39

O. ALEXANDRESCU, D. NOUR, A. BURSACOVSCHI, M. CHIRU şi D. ROŞU, Soluţii pentru îmbunătăţirea caracteristicilor funcţionale şi energetice ale unei staţii de pompare exploatată în regimuri limită de funcţionare (franc., rez. rom.) 43

D. LEU, A. PRICOP şi ST. TOMA, Optimizarea repartizării diametrelor standardizate în reţelele ramificate de distribuţia apei (franc., rez. rom.) 51

EM. BÂRSAN şi C. BÂRSAN, Compararea a două metode de propagare a viiturii pe rîul Bîrlad, sectorul Vaslui-Bîrlad (engl., rez. rom.) 57

V. BĂLOIU, A. PRICOP şi N. POPOVICI, Elemente prefabricate de tip „delta" pentru structuri de baraje în arc folosite pentru amenajarea torenţilor (franc., rez. rom.) 63

A. PRICOP, Optimizarea prin programare neliniară a calculului secţiunii transversale a barajelor cu fundaţie evazată folosite în amenajarea torenţilor (franc., rez. rom.) 69

E. POPA, Procedeu nou de obţinere rapidă a deplasărilor orizontale în studiul comportării în timp a barajelor, prin măsurători liniare (rom., rez. franc.) 77

Tom XXVII (XXXI), Fasc. 1–4 1981

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА

Section VI

LAND RECLAMATION

CONTENTS

Pp.

V. BLIDARU, E. NIŢESCU, A. NICOLAU, I. COJOCARU, C. NIŢESCU and M. NICOLAU, Saline Land Improvement by Irrigation, Leaching and Drainage. Leaching Efficiency with Reference to the Saline Soils of Prut River Meadow (English, Romanian summary) 7

E. BLIDARU, I. BARTHA and M. LUCA, Some Actual Problems concerning the Constructive and Functional Structure of the Operating Mechanism for the Level Regulators (English, Romanian summary) 15

E. NIŢESCU and T. BLIDARU, Control of the Concentrations of Ions by Electro-drainage Method, aiming the Allowance of Hydro-saline soils, in the Irrigation Systems (Romanian, English summary) 21

O. ALEXANDRESCU, Contributions à l'optimisation de la consommation d'énergie des systèmes d'irrigation (French, Romanian summary) 29

D. LOGHIN, D. LEU, ŞT. POPESCU, ST. TOMA and M. NICOLAU, Contributions to Water-hammer Analysis in Water Pipeline Networks (English, Romanian summary) 39

O. ALEXANDRESCU, D. NOUR, A. BURSACOVSCHI, M. CHIRU et D. ROŞU, Solutions pour l'amélioration des caractéristiques fonctionnelles et énergétiques d'une station de pompage exploitée en régimes marginaux (French, Romanian summary) 43

D. LEU, A. PRICOP et ST. TOMA, Optimisation de la répartition des diamètres normalisés dans les réseaux ramifiés de distribution d'eau (French, Romanian summary) 51

EM. BÂRSAN and C. BÂRSAN, Comparison of two Flood Prouting Methods on the River Bîrlad, in Reach Vaslui–Bîrlad (English, Romanian summary) 57

V. BĂLOIU, A. PRICOP et N. POPOVICI, Éléments préfabriqués de type „delta" pour les structures des barrages en arc utilisés dans l'aménagement des torrents (French, Romanian summary) 63

A. PRICOP, Optimisation par programmation nonlinéaire du calcul de la section transversale des barrages à fondation évasée utilisés dans l'aménagement des torrents (French, Romanian summary) 69

E. POPA, Un nouveau procédé d'obtenir rapidement les déplacements horizontaux dans le processus de l'étude durant le temps du comportement des barrages, par des mesures linéaires (Romanian, French summary) . . . 77

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Том XXVII (XXXI), Вып. 1—4 1981

Секция III

МЕЛИОРАЦИЯ

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

В. БЛИДАРУ, Е. НИЦЕСКУ, А. НИКОЛАУ, И. КОЖОКАРУ, К. НИЦЕСКУ и М. НИКОЛАУ, Мелиорация засоленых почв при орошении—промыв—дренаж. Эффективности промыва засоленых земли из поймы реки Прута (англ., рез. рум.) 7

Е. БЛИДАРУ, И. БАРТА и М. ЛУКА, Некоторые актуальные вопр осы строительной и функциональной структуры датчиков с регуляторами уровня воды устроиство для управления уровнь воды (англ., рез. рум.) 15

Е. НИЦЕСКУ и Т. БЛИДАРУ, Контрол концентрации ионов при помощи для бонстировки гидгозасоленых почв из оросительных систем (рум., рез. англ.) 21

О. АЛЕКСАНДРЕСКУ, Об оптимизации расхода энергии в оросительных системах (франц., рез. рум.) 29

Д. ЛОГИН, Д. ЛЕУ, Ш. ПОПЕСКУ, С. ТОМА и М. НИКОЛАУ, Некоторые вопросы изучения гидравлических ударов в водопроводных сетях (англ., рез. рум.) 39

О. АЛЕКСАНДРЕСКУ, Д. НОУР, А. БУРСАКОВСКИЙ, М. КИРУ и Д. РОШУ, Улучшение рабочих и энергетических характеристик одной насосной станции эксплуатированна в граничных режимах обслуживании (франц., рез. рум.) 43

Э. БЫРСАН и К. БЫРСАН, Сравнение двух методов для исследования хода паводка (англ., рез. рум.) 51

Д. ЛЕУ, А. ПРИКОП и С. ТОМА, Оптимизация распределения стандардных диаметров в развлетечных сетях водоснабжения (франц., рез. рум.) 57

В. БЭЛОЙУ, А. ПРИКОП и Н. ПОПОВИЧ, Сборные элементы типа „дельта“ для структуры плотин в форме арки, которые применяются в устрохстве потоков (франц., рез. рум.) 63

А. ПРИКОП, Оптимизация при помощи нелинейного программирования расета поперечного сечения плотин с расширеным основанием приминяемые на селевых потоках (франц., рез. рум.) . . . 69

Е. ПОПА, Новый способ быстрого получения горизонтальных смещени й при изучений поведения дамб во времени посредством линейных измерений (рум., рез. франц.) 77

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC IAŞI
Tomul XXVII (XXXI), fasc. 1—4, 1981
Secţia VI
ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D. C. 631.6

SALINE LAND IMPROVEMENT BY IRRIGATION, LEACHING, AND DRAINAGE

LEACHING EFFICIENCY WITH REFERENCE TO THE SALINE SOILS OF PRUT RIVER MEADOW

BY

VALERIU BLIDARU, EFTIMIE NIŢESCU, AURELIAN NICOLAU, I. COJOCARU, CĂTĂLINA NIŢESCU and MARIA NICOLAU

1. Introduction

The design activity for saline land improvement involves difficult problems, both economical and technical. One of these problems is the accurate estimation, for a given soil type, of the leaching efficiency factor, considered as the parameter which determines the amount of leaching requirement of the improvement duration.

The leaching efficiency factor which characterizes the soil to be improved includes features related to: soil structure and texture, salt nature, distribution and its concentration on the profile, the leaching method, the quality of leaching water.

When drainage and leaching methods are applied to such a saline soil, the concentration of percolated water may be expressed by the relation:

$$C_s = C_{cc} f = C_i (1-f), \tag{1}$$

which indicates that percolation water containing dissolved salts from the soil profile may be considered as having two components: a) a fraction having the salt concentration equal to that of soil water, in accordance with the field capacity; its magnitude depends on the soil characteristics expressed in the leaching efficiency factors, f; b) a fraction, $1-f$, which does not receive soil salts, preserving thus the concentration it had at its infiltration C_i (irrigation, leaching water concentration).

For a meliorative process time range (drainage — leaching regime), the soil salt and water balance may be expressed as:

$$MC_M + PC_p + A_f C_f = SC_s \pm EC_E \pm \Delta S. \tag{2}$$

Replacing (1) in (2) and considering $A_f = 0$ [1], $C_E = 0$, it results:

$$(M+P)C_{M+P} = S\left[f\frac{S_i \pm \Delta S}{R_m \cdot 10^{-3}} + (1-f)C_{M+P}\right] \pm \Delta S. \tag{3}$$

Eq. (3), when the leaching efficiency factor is known, may be used to estimate the evolution and the desalinization process parameters, as a result of hydromeliorative measurement use.

In the absence of saline land experimental plot data, the leaching efficiency factor, f, may be determined experimentally in laboratory, as in the case of Prut River meadow saline soils.

2. Experimental Basis

A series of drainage models (Figs. 1 and 2) for the study of drainage — leaching on saline soil monoliths were made in the Irrigation and Drainage Laboratory of the Polytechnic Institute of Jassy. The models are equipped with : a) equipment for the simulation on scale of various intensity leaching ; b) tensiometer for moiture control on the soil profile ; e) equipment for the apparent soil electroconductivity measurements, EC_{as} ; d) conductivimetric cell for the measurement of drained water mineralization.

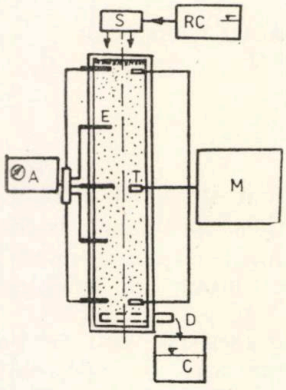


Fig. 1.—Monolith type model with vertical water and salt circulation : A — electro-conductivity measuring device ; T — tensiometers ; E — electrodes ; S — rain simulator ; RC — constant level reservoir ; D — drain ; M — manometers ; C — collecting pan.

3. Experimental Methodology

By means of land and laboratory analyses, the hydrophysical and chemical characteristics of the considered soil (meadow solonetz) were determined as following :

$$K = 1 \cdot 12\ 10^{-5}\ \text{cm/s}\ ;\ n_e = 2.7\%\ ;$$

$$\gamma = 1\ 560\ \text{kg/m}^3\ ;$$

$$C_o = 15.30\%,\qquad C_c = 25.53\%\ ;$$

texture : fine, clayey (50 ... 70% physical clay) ; $CTSS_s = 1\ 016$ mg% ; Na in adsorbtive complex (T) : 37 ... 40%.

Taking into account that the soil has great argilosity and reduced drainable porosity, the leaching intensity should be low. For this purpose, sprinkler leaching was adopted, with a rain intensity of 6 mm/h.

The evolution of soil desalinization was pursued by EC_{a_s} measurements [2], for which the interrelation with the total amount of soluble salts was estimated (CTSS) :

$$CTSS = 6 \cdot 647 \times 10^6 \times EC_{a_s} + 360 \cdot 94,\ [\text{mg \%}]. \tag{4}$$

During the whole research period all balance Eq. (3) parameters were measured and controlled : thus, the leaching efficiency factor f was obviously confirmed.

4. Result Analysis

The alkali type soil (solonetz), drawn upon with undisturbed structure, having the above mentioned hydrophysical and chemical charac-

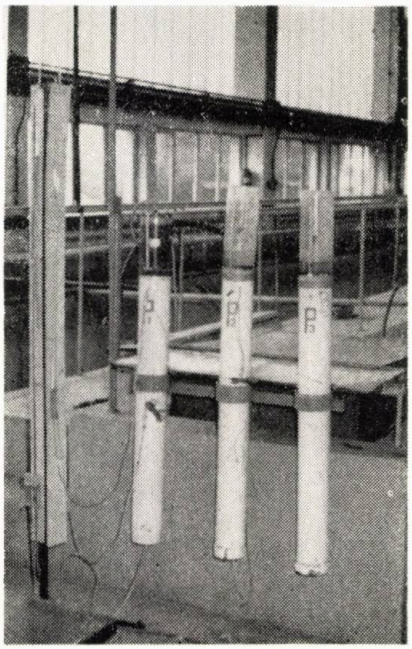


Fig. 2. — Models realized in the Irrigation—Drainage Laboratory.

teristics and the profile height of 100 cm, was subjected to leaching and drainage in two water quality samples :

1. Leaching water from the source, with 0.42 g/l mineralization. In these case, by leaching with low mineralized water (as it comes from the source), a high dispersion of clay was produced, sodium from the soil dispersing coloidal clay. As a result, the permeability for water was gradually reduced (Fig. 3), so that, after a 600 m^3/ha leaching, the sample became practically impervious ($K = 4.6\ 10^{-7} \times cm/s$).

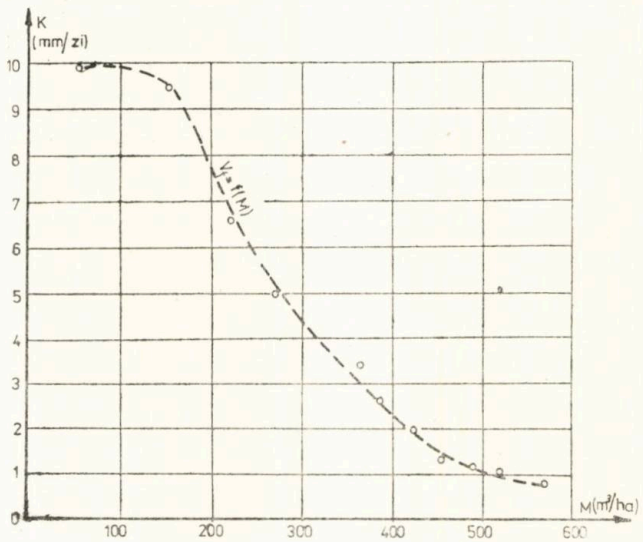


Fig. 3. — Variation of hydraulic conductivity, *K*, with the amount of leaching water, *M*, on undisturbed soil profile.

2. Leaching water qualitatively improved by mixing with electrolyte. In order to carry out the leaching and to assure the functional role of desalinization drainage it was necessary that leaching water quality be improved by mixing it with Ca electrolyte.

The Ca ions have a double role in this case, namely, they coagulate the clay and replace the changeable sodium.

In these conditions, the leaching — drainage could be continued, the desalinization evolution being shown in the Fig. 4 *a*.

The leaching efficiency factor was estimated using Eq. (3) in two ways :

a) Sequentially, for successive periods of the desalinization process.

b) For the whole process, considering, in turn, the salinization value $CTSS_s$ for various moments of the process as $CTSS_i$, and the final salinization, $CTSS_f$, as permissive salinization in the soil (0.1%).

The sequentially calculated efficiency factor for successive stages in the desalinization process is shown in Table 1 and Fig. 4 *b*.

Table 1

Sequential Calculation of f

Nr.	$M=S$ 1 000 m³	S_i mg%	S_f mg%	C_M g/l	f Eq. (4)	$f_{average}$
1	1.0	1 013	790	11.09	0.375	
2	1.5	790	495	5.54	0.535	
3	1.0	495	365	5.54	0.556	
4	1.0	365	275	5.54	0.545	0.316
5	1.5	275	208	5.54	0.385	
6	1.0	208	180	2.76	0.269	
7	1.5	180	163	2.76	0.126	
8	1.5	163	160	2.76	0.024	
9	2.0	160	155	2.76	0.030	

$M=\Sigma=12\times10^3$ m³

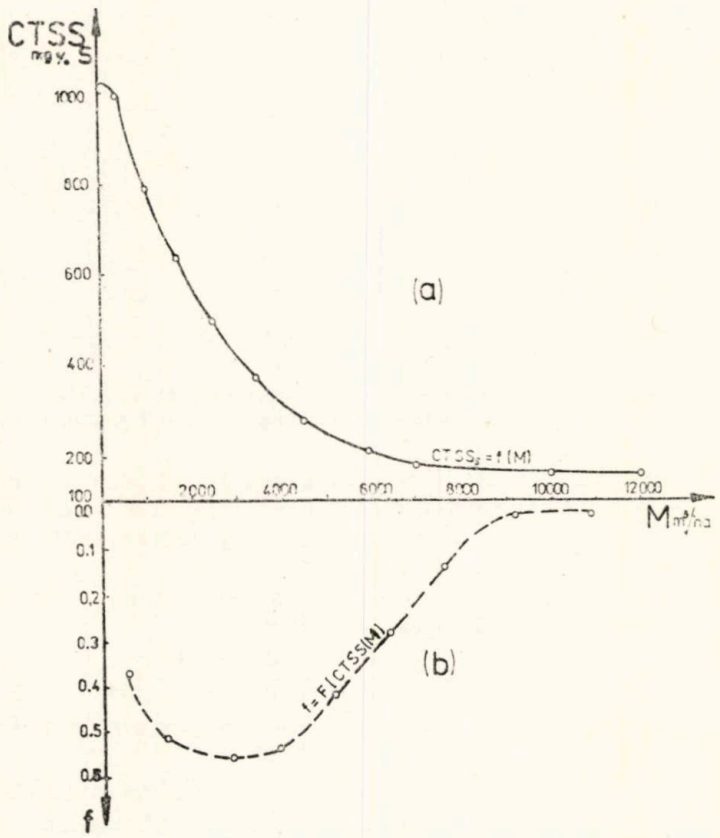


Fig. 4. — Soil leaching curve (*a*) and the variation of leaching efficiency factor f (*b*).

It can be noticed that the efficiency factor rises highly from an initial value of 0.375 to a maximum value of 0.556, as a result of a leaching of $M=3\,000$ m³/ha ; then, the leaching efficiency decreases gradually, as

the soluble salts are depleted to an amount of 9 000 m^3/ha. From now on, the f value becomes stable (its curve is almost horizontal for $f=0.02$) until the required desalinization is achieved (0.1%). The extremeley low value of f towards the end of the meliorative process marks the tendency toward soluble salt depletion.

This type of curve is specific for alkali soils requiring the introduction of Ca electrolyte till the permissive sodium level in the adsorbtive complex is reached ($Na^+ < 10\%\ T$).

In order to generalize the experimental data estimations (for the type of soil under study) the leaching efficiency factor was correlated to the adimensional factor $CTSS_f/CTSS_i$. The resultant correlation in this case was (Fig. 5):

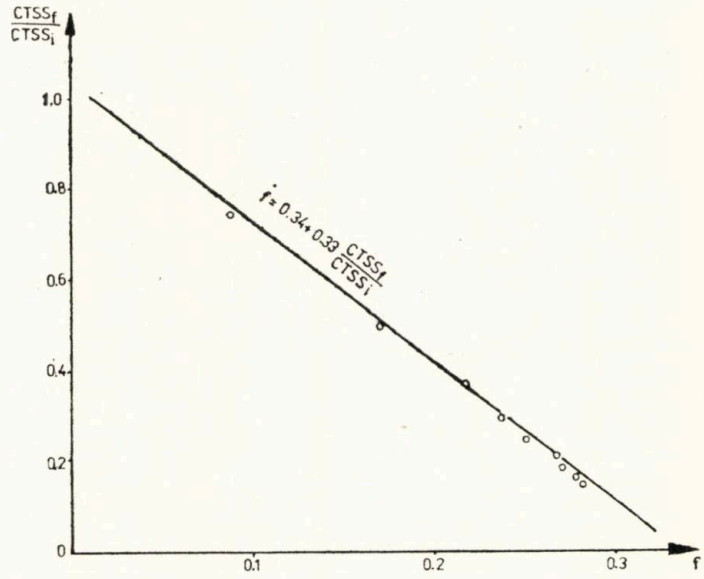


Fig. 5. — Variation of eaching efficiency factor with soil salinization degree.

$$f = 0.34 - 0.33 \frac{CTSS_f}{CTSS_i} . \tag{5}$$

It can be seen that the leaching efficiency factor varies (for the same type of soil and salinity), function of the initial content in soluble salts of the soil profile, as well.

If for $CTSS_f$ 100 mg% is taken as average value for the whole soil profile it results:

$$f = \frac{0.34\, CTSS_i - 0.033}{CTSS_i} . \tag{6}$$

Relation (6) may be utilized to determine the leaching efficiency for the analyzed soil under a diversity of salt concentrations, as it is often found in natural conditions.

5. Conclusions

a) The investigation has made clear that the efficiency factor shows a great variability throughout the desalinization process, the balance equation requiring the introduction of either $f_{average}$ for the whole process, or of f_i, which characterizes the leaching at the moment t (Fig. 4).

b) Although the f values are given in literature as a function of soil texture, the experiments showed that the salt type influences the $f_{average}$ value. The reason is given by a much slower washing of the complex ions (for the alkali soil under study, sodium is the ion) which is carried out with an efficiency of $f=0.02$, fifteen times slower than the average value ($f_{average}=0.3$).

c) This leads to an adequate increase in the water amount required for desalinization (12 000 m^3/ha total amount in this case). It has been practically proved that the leaching requirement is much higher for solonetz soils than for solonchak soils.

d) Even for the same type of soil, $f_{average}$ varies with the salinization degree. Eq. (6) is used to determine $f_{average}$, which permit to calculate the leaching requirement prognosis.

e) It has to be noted that the dependence of the leaching efficiency factor on the type and salinization degree is not dealt with in literature, f being estimated only as a function of soil texture [3].

f) By using a qualitatively improved washing water which favoured and enhanced the sodium washing from the adsorbtive complex, the efficiency factor increased with approximately 50%. For this type of soil a value $f=0.2$ is indicated in literature.

Notations

C_s — salt concentration of percolation water;
C_{cc} — salt concentration of soil solution at its field capacity;
f — leaching efficiency factor;
C_m — salt concentration of irrigation water;
M — leaching requirement applied at Δt time;
P — precipitation fallen at Δt time;
C_p — salt concentration of rain water;
A_f — water table reaching the active soil layer;
C_f — salt concentration of water table;
S — percolation water;
E — evapotranspiration at Δt time;
C_E — salt concentration of evapotranspiration water;
$\pm\Delta S$ — total salt concentration variation in the soil profile at Δt time;
S_i — total salt amount in the soil profile at the beginning of balance period;
EC_{as} — apparent electroconductivity of the soil at its field capacity;
γ — apparent specific gravity;
C_0 — wilting point;
C_c — field capacity;
CTSS — total amount of soluble salts in the soil profile; the i - index stands for initial value and f — index for the end of improvement process value;
T — cationic exchange capacity of the adsorbtive complex.

Received, March 31, 1981

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Hydraulics and Hydroameliorations

REFERENCES

1. Blidaru V., Niţescu E., Nicolau A., Cojocaru I., *Drenajul şi spălarea, mijloace de ameliorare a terenurilor salinizate. Rezultatele cercetărilor pe modele fizice.* Presented at the Scientific Session, Dept. of Hydrotechnics, Jassy, Oct. 28–29, 1978.
2. Blidaru V., Niţescu E., Balan T., Nicolau A., Vacariu G., *Metodă de determinare a salinizării în cîmp prin măsurarea electroconductivităţii aparente a solului.* Presented at the Scientific Session, Dept. of Hydrotechnics, Jassy, Oct. 28–29, 1978.
3. * * * *Drainage Principles and Applications.* International Inst. for Land Reclamation and Improvement, Wageningen, 1973.

AMELIORAREA TERENURILOR SALINIZATE PRIN IRIGARE–SPĂLARE–DRENAJ

Eficienţa spălării cu referire la solurile salinizate din lunca rîului Prut

(Rezumat)

Se prezintă rezultatele cercetărilor privind variabilitatea factorului de eficienţă a spălării solurilor salinizate, parametru ce determină mărimea normelor de spălare şi durata ameliorării. S-a stabilit legea de variaţie precum şi corelaţia de calcul pentru cazul solurilor salinizate din lunca rîului Prut.

Un alt aspect studiat l-a constituit determinarea soluţiilor tehnice pentru mărirea factorului de eficienţă a spălării, vizînd reducerea preţului de cost al bonificării solurilor salinizate prin lucrări de spălare–drenaj.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC IAŞI
Tomul XXVII (XXXI), fasc. 1—4, 1981
Secţia VI
ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.C. 631.6; 621—5

SOME ACTUAL PROBLEMES CONCERNING THE CONSTRUCTIVE AND FUNCTIONAL STRUCTURE OF THE OPERATING MECHANISM FOR THE LEVEL REGULATORS

BY

ECATERINA BLIDARU, IOSIF BARTHA and M. LUCA

1. Introduction

The raising of the productive potential of the landed fund implies, in the actual period, the aplication of a complex of actions and works among them a primordial role have the land reclamations. The importance of these work is justified by the directives of the XII-th Congress of the Romanian Comunist Party which only in the irrigations field provide, by the end of the five-years plan 1981—1985, to be arranged an area of 3,7 ... 4.0 millions hectares, placing Romania in the field among the most developed countries. The exploitation of the irrigations executed or in course of execution and designing must be realized on the basis of the utilization of the most modern technics and especially of the automation of water distribution on the canals network. That becomes a primordial requirement of the irrigation system exploitation in our country, due to the advantages offered, respectively the rational utilization of the water, economy of energy and manpower. Depending on the technical-economical conditions in which are realized the irrigations system the automation type suited the best for the moment is that one on the level basis using regulators with hydraulic operating mechanism at upper water level, downstream or mixed. These regulators achieve a local automation which in the future, depending on the operating mechanism and technical-economical possibilities, can be extended to a total one.

2. Level Regulators. Constructive and Functional Principles

The level regulators used at the automation of the distribution of the water on the canals must fulfil the following conditions: to be of a simpliest construction, to have stability in activity, precision and sensitivity to permit exchange of the activity parameters by simple modifications and present fiability. From the construction point of view the level regulators are presented in different variants, from the simple shapes type plane or

curved plate (Fig. 1), with different structures of resistances and appliances, to the complex shapes that includes gate-wells, valves, orifices, bypasses, overfalls, etc. (Fig. 2). The complexity of an automatic level regulators assure higher and higher performances but, in the same time, directs to a frail structure what rises different problems in exploitation.

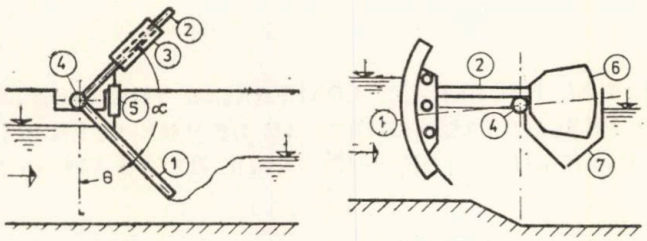


Fig. 1. — Level regulators plate type : *a* — plane plate, *b* — curved plate ; *1* — plate *2* — bar, *3* —counterweight, *4*—joint, *5* — screw nut of adjustement, *6* — float, *7* — float room.

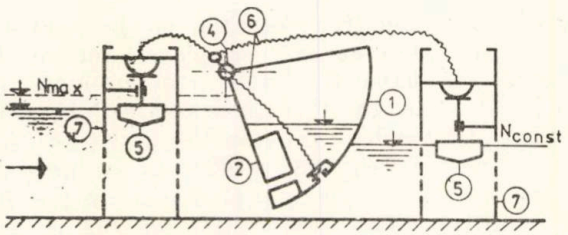


Fig. 2. — Level regulator sector type with gate well : *1*— the regulator body, *2*, *3* — input output exit orifices, *4* — joint, *5* — float, *6* — valve, *7* — kinematic or hydropneumatic circuit, *8* — gate well.

In our country they are used, at the automation on the level basis of the canals, regulators of the Neyrpic type (fig. 1 *b*), or assimilated from these ones (type *T* and *D* regulators). These ones present advantages in automation but, also, some disadvantages against to actual requirements of exploitation of the irrigations systems, especially with regard to the level that regulates it, the change of this level, as well as to the protection measures of the canals at flood or water emptying. These disadvantages are eliminated by the regulator presented in Fig. 2, which by a single structural form can realise a hydraulic automation with mixed operation (a level being kept quasiconstant and other with restrictions), or with operation on a level to which they could give any value in a certain drift [2], [3].

From the functional point of view the majority of the regulators are based in a realisation of a stable position by the equilibrium of the two characteristic moments which appear in activity such as hydraulic moment (M_h), with the moment given by the weight of the construction and its anexes (M_g):

(1) $$M_h = M_g.$$

3. The Constructive and Functional Structure of the Operating Mechanism

The regulation of the level imposed by the regulator is done after the indications received from a mechanism of automatic regulation which has the duty to watch the level of the water, to transmit directly or indirectly the information to the regulator, to process into a command and to check the new position taken by the regulator. Generally the functional scheme of the level regulators includes the following elements: the detector, the command element that can also has a role of amplification and the execution element.

For the most usual level regulator the automation mechanism can be classified from the constructive point of view as following: *counterweights type* (Fig. 1 *a*), *incorporated float type* (with or without counterweights Fig. 1 *b*) and *an unincorporated float type* with a system of mixed action (Fig. 2). According to the way of action of the water level, the regulators can be with direct or indirect action. In the second case the water level acts indirectly upon the regulator through the float. At every functional scheme of the automation control correspond generally the same size of the input parameter (level H or moment M_h) and of output parameter (angle θ). The other parameters (action, command, execution) can be indentified with those two presented before for the structural simple schemes, or detailed at the structural complex schemes. It has been found homogenity of the size of output for the operating mechanism at the value of angle θ, angle realized by a plan of the regulator (generally the frontal deck or a directing ray of the construction), with the plan of the water or a vertical plan. Analysing the constructive principles of the operating mechanism for the regulators it results their mode of action and structural scheme.

The mechanism *counterweight type* used at the automation with hydraulic command in upper water permit the maintaining of a quasiconstant level for which the hydrodinamic pressure on upper water face of the regulator equilibrates the weight of the construction supplimented also by the counterweight. The size of the input parameter is represented through the upper water level H and the output parameter through angle θ, between them being realized a direct connection. The level regulated is unique, its change being realized through the modification of the angle and position of the counterweight on the supporting boom.

The incorporated float type maintains the level in one of water race at a quasiconstant value, through the equilibrium of the hydraulic moment given by the archimedian force upon the float, with the moment due to the weight of the construction. The input signals are made up from the level of the water in the water race in which is the float, the weight of the construction and counter poise and the output signal, angle θ (Fig. 3).

The unincorporated float type can command the maintaining of a level at a quasiconstant value (or of a quasiconstant level and the other moving it self in a field well established given by the restrictions), trough

the equilibrium of the hydraulic moment given by the pressure force of the water and the archimedian one, with the moment given by the weight forces of the construction, water in the gate-well and counterweight.

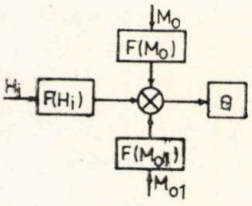


Fig. 3. — The structural scheme of the level regulator with operating mechanism incorporated float type : H, M_0, M_{01} — input parameters (level, the moment of the weight of the construction and counterweight), θ — output parameter, $F(H, M_0, M_{01})$ — transfer functions.

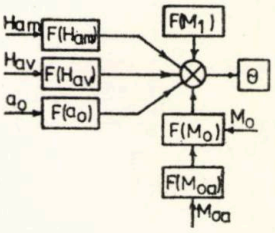


Fig. 4. — The structural scheme of the level regulator with operating mechannism unincorporated float-type : H_u, H_d, M_0, M_{01}, M_{0a}, a_0 — input parameters (upper and down level, the moment of the weight of the construction, counterweight and water in the gate well, the nominal opening of the valve), θ — output parameter, $F(H_u, H_l, M_0, M_{01}, M_{0a}, a_0)$ — transfer functions.

The automation system presents a complex structure including : the float which transforms the input level into a mechanical or hydropneumatic one, a cinematic or hydropneumatical circuit as element of transmission, amplification and command and as element of execution a valve in different constructive variants. The gate-well of the regulator also intervenes with an input parameters respectively the nominal opening ot the valve. The input parameters are represented by (Fig. 4): the upper water level (or down water depending of command), the nominal opening of the valve, level restriction imposed, the weight of the construction, water of gate-well and counterweight. In case of a mixed adjustement both levels (upper and down water), represent input parameters. The output parameter is represented by the angle θ.

The operating mechanism unincorporated float type attached to a regulator with gate-well will determine the next way of activity in case of an automation with hydraulic command from down water : gate-well is filled up with water through the orifice *2*, that makes connection with upper water race and it is emptied through the orifice *3* put in connection with the down water race, whose section (bigger than the orifice *2*) is regulated by the valve *6* ; if the down water level, that it was regulated, decreases, the float goes down, moving which is taken over by a cinematic or hydropneumatic circuit and transformed into a command parameter upon the valve *6*, having as effect the opening of the orifice *3* and the evacuation of a quantity of water from the gate-well of the regulator ; the reg-

ulator having decreased its weight will raise it self (angle θ increases its value), permitting the conveying in transit of a bigger flow in the down water race, having as effect the raising of the level of this to the commanded value.

If the automation mechanism has a interpolation trunk of the hydraulic or hydropneumatic signal, it is attached to the float a valve for transforming the linear motion into a pressure variation, transmitted through a hydraulic closed circuit to the valve that regulates the section of the orifice *3*. The hydraulic-pneumatic circuit can bee replaced with a kinematic one of articulated levers.

In case of a mixed adjustement, in both races it is fitted up in special wells a float for each of them, connected to the hydropneumatic or kinematic circuit. One of the two levels maintains it self quasiconstant and the other with restrictions, permitting a variation between certain limits (1 ... 3 restrictions), materialized by some limit stops on the bar of the float. When the restrictions are exceeded, the operating mechanism due to its constructive and functional structure will command the abandonment of the level maintained quasiconstant, re-establishing the other level within the designed limits. The pre-established restrictions have priority between which it is regulated quasi*perfectly* the other size.

The three types of operating mechanism influence also the constructive-functional structure of the level regulators. The differences that appear are refered to the regulator with counterweight utilised in down water race an free flow, the regulator whith incorporated float which requires a resistance structure with a high consumption of materials and the regulator with unincorporated float and gate-well, having a complex operating mechanism. The last type of level regulator present a constructive simple structure, being multilateral in any conditions of working and adaptable to a centralized automation.

Within the Irrigations and Drainages Laboratory of the Department of Hydraulics and Hydroameliorations at present we are studying the functional characteristic of the two last types of regulators, especially concerning the performances of the operating mechanism, namely: damping speed of the oscillations (decrement), the duration of the transient state, adjustement tolerance, fiability, the co-operation of the regulators with the regulated races, the stability of the regulator — races aggregate, etc. [4], [5].

4. Conclusions

The automation of the water distribution network in irrigations systems results as a primordial problem for the rational utilisation of the water resources, energy and manpower.

The choosing of the level regulators for the automation must be directed towards those one which through simple modifications permit the adoption of the upper water operation, waterdown and mixed. Concerning the performances of the operating mechanism, the regulator with unincorporated float and gate-well detaches itself from these ones analys-

ed so far. This one can be fitted up on any type of canal in any position regulating the level in the upper water race, or in down water through simple modifications in the constructive structure. Unlike these ones the regulators of the Neyrpic type are specialized on the drive of some fixed levels whose change implies the replacement of the regulator or its position.

Regarding the prevention of the damages that can appear at the canals, the regulators of last type are flatly superior to the Neyrpic type ones, because they do not need special protection constructions on the network. Through relatively simple adjustements in the structure of the regulator as well as in the operating mechanism, the negative phenomena can be avoided.

Received, April 22, 1981

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Hydraulics and
Hydroameliorations

REFERENCES

1. Blidaru V., *Sisteme de irigații și drenaje*. EDP, Buc., 1976.
2. Маковский Е. Е., *Автоматизация гидротехнических сооружении в системах каскадного регулирования*. Изд. Илим, Фрунзе, 1972.
3. Коваленко П. И., Тугай Д. М., *Мелиоративные гидротехнические сооружения*. Изд. Будівельник, Киев, 1974.
4. Blidaru V., Loghin D., Bartha I., Luca M., *Cercetări de laborator asupra optimizării parametrilor constructivi și funcționali ai vanelor hidraulice cu nivel amonte constant*. Bul. Inst. polit. Iași, **XXIV(XXVIII)**, *1—4*, s. VI, (1978).
5. Loghin D., Luca M., *Contribuții privind stabilirea unor parametri pentru automatizarea rețelelor de canale*. Presented at the Scientific Session, ICITID Băneasa—Giurgiu, 1977.

UNELE PROBLEME ACTUALE PRIVIND STRUCTURA CONSTRUCTIVĂ ȘI FUNCȚIONALĂ A DISPOZITIVELOR DE COMANDĂ PENTRU REGULATOARELE DE NIVEL

(Rezumat)

Se prezintă succint tipurile constructive de regulatoare automate de nivel, cu comandă hidraulică pentru nivelul amonte sau aval cvasiconstant precum și pentru funcționarea mixtă (un nivel cvasiconstant în intervalul de restricții al celuilalt). Se scot în evidență, prin condițiile de reglaj, avantajele și dezavantajele tipurilor de regulatoare studiate. În laboratorul de irigații și drenaje al Institutului politehnic, Iași, se studiază, în colaborare cu beneficiari din agricultură diverse tipuri de regulatoare automate, dispozitivele lor de comandă și parametrii tehnici ai acestora, în vederea îmbunătățirii performanțelor și a condițiilor de exploatare ale sistemelor de irigații.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC IAȘI
Tomul XXVII (XXXI), fasc. 1—4, 1981
Secția VI
ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

C. Z. 631.6; 631.4

CONTROLUL CONCENTRAȚIILOR DE IONI PRIN PROCEDEE DE ELECTRO-DRENAJ, ÎN VEDEREA BONIFICĂRII SOLURILOR HIDROSALINE DIN SISTEMELE DE IRIGAȚII

DE

EFTIMIE NIȚESCU și TUDOR-VIOREL BLIDARU

1. Introducere

Bonificarea celor circa 600 mii ha terenuri sărăturate din țara noastră reprezintă în momentul de față, o problemă a cărei rezolvare preocupă și sectorul de îmbunătățiri funciare, datorită includerii acestor terenuri în sistemele de desecare și irigații. Punerea în valoare a acestora prezintă o importanță economică deosebită, pentru multe județe ale țării (Satu Mare, Bihor, Arad, Iași, Brăila, Buzău, Ialomița, Tulcea).

În condițiile unei agriculturi de tip intensiv și superintensiv nu pot fi menținute și nici admise terenuri cu productivități scăzute și vegetație de calitate inferioară, așa cum sînt cele obținute în prezent pe terenurile sărăturate. Durata bonificării acestor terenuri prin metode clasice — hidroameliorative și agroameliorative — este de ordinul a 4...10 ani și chiar mai mult, rezultînd termene de amortisment mari pentru amenajări.

Rezultă, din cele prezentate mai sus, pe de o parte necesitatea reducerii duratei de bonificare a terenurilor salinizate iar pe de altă parte îmbunătățirea tehnicii actuale de bonificare, prin găsirea unor soluții care să se poată grefa pe lucrările hidroameliorative existente (irigații și drenaje) din cadrul sistemelor de desecare și irigații. Această problemă se înscrie și pe linia stabilirii de tehnici și tehnologii noi pentru prevenirea și combaterea proceselor de salinizare secundară din sistemele amintite.

2. Principiul metodei

Metoda de bonificare propusă se bazează pe principiul suprapunerii cîmpului hidrodinamic al scurgerii apei spre drenuri (fig. 1 *a*), caracterizat de ecuațiile

$$(1)\qquad \frac{\partial v_x}{\partial x}+\frac{\partial v_y}{\partial y}+\frac{\partial v_z}{\partial z}=0, \qquad (2)\qquad \frac{\partial^2\varphi}{\partial x^2}+\frac{\partial^2\varphi}{\partial y^2}+\frac{\partial^2\varphi}{\partial z^2}=0,$$

în care: $v_x=-K\,\partial\varphi/\partial x$, $v_y=-K\,\partial\varphi/\partial y$, $v_z=-K\partial\varphi/\partial z$, $\varphi(x, y, z)$ — funcție ce definește cîmpul sarcinii hidraulice, cu un cîmp electric continuu (fig. 1 *b*) ale cărui ecuații sînt:

$$(3)\qquad \frac{\partial j_x}{\partial x}+\frac{\partial j_y}{\partial y}+\frac{\partial j_z}{\partial z}=0, \qquad (4)\qquad \frac{\partial^2 U}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 U}{\partial y^2}+\frac{\partial^2 U}{\partial z^2}=0,$$

$$j_x=-\sigma\frac{\partial U}{\partial x},\quad j_y=-\sigma\frac{\partial U}{\partial y},\quad j_z=-\sigma\frac{\partial U}{\partial z},$$

unde : j — densitatea de curent ; σ — conductivitatea electrică a solului ; $U(x, y, z)$ — funcția de potențial electric.

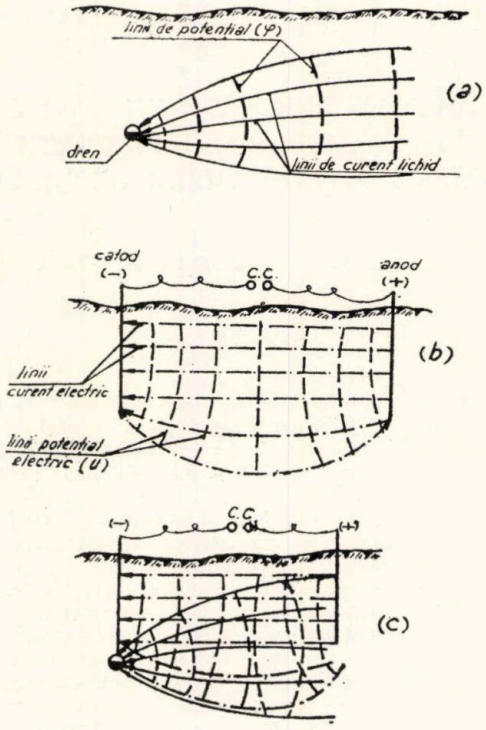


Fig. 1. — Cîmpul hidrodinamic (*a*), cîmpul electric (*b*) și cîmpul rezultant (*c*) utilizat în scop de drenaj și desalinizare.

Suprapunerea celor două cîmpuri, hidraulic și electric (fig. 1 *c*), se va realiza astfel încît electrodrenajul creat de cîmpul electric să se producă în același sens cu scurgerea apei spre drenuri, ceea ce impune necesitatea ca electrodul catod să fie amplasat deasupra drenului.

Implicațiile acestei suprapuneri de cîmpuri asupra circulației apei și sărurilor din sol, în scop de desalinizare, sînt următoarele :

a) Crește viteza de filtrație a apei spre drenuri prin antrenarea apei de către ionii sărurilor, fapt deloc neglijabil în condițiile terenurilor salinizate ce au conductivități foarte mici ($K = 10^{-5} \ldots 10^{-8}$ cm/s). Astfel viteza de filtrație rezultantă va fi :

$$V = K \frac{H}{L/2} + K_e \frac{U}{L/2}, \tag{5}$$

în care : K — conductivitatea hidraulică a terenului ; H — sarcina hidraulică pe dren ; $L/2$ — jumătatea distanței dintre liniile de drenuri ; K_e — conductivitatea datorată electrodrenajului ; U — potențialul electric aplicat electrozilor introduși în sol.

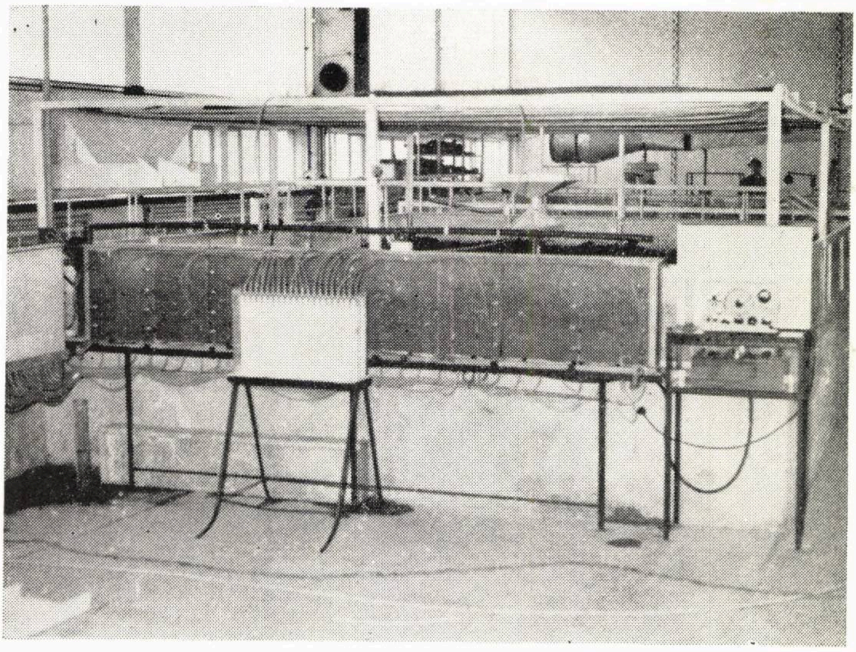


Fig. 2. — Modelul fizic de drenaj folosit în experimentări.

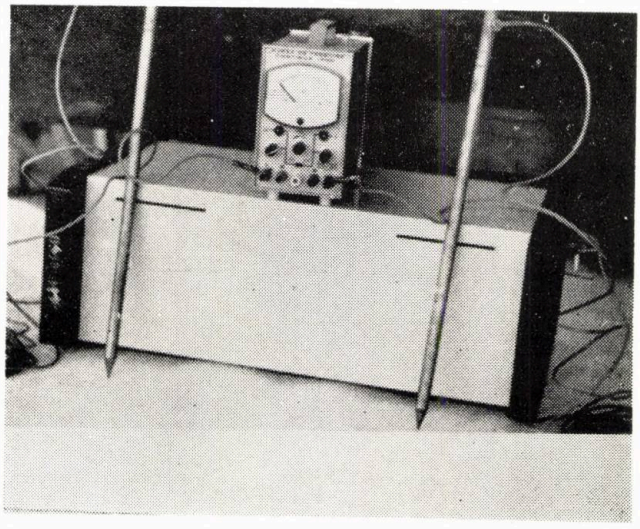


Fig. 3. — Sursa de curent și electrozii folosiți pentru crearea cîmpului electric.

Practic, $K_e = 5 \cdot 10^{-5}$ cm/s pe V/cm. Cum cîmpul electric ce poate fi aplicat solului nu poate depăși valoarea de 0,5 V/cm, rezultă că viteza maximă de filtrație datorată cîmpului electric este:

$$V_e = 5 \cdot 10^{-5} \cdot 0{,}5 = 2{,}5 \cdot 10^{-5} \text{ cm/s.}$$

b) Se intensifică procesul desalinizării ca urmare a deplasării ionilor sărurilor din soluția și din complexul adsorbtiv, sub acțiunea cîmpului electric creat. Circulația ionilor solului, inclusiv a celor toxici pentru plante, are loc după procesul cunoscut și anume anionii: (Cl^-, SO_4^-, CO_3^{--}, HCO_3^- se vor deplasa spre electrodul anod iar cationii (Na^+, K^+, Mg^+, Ca^{++}), se vor deplasa spre electrodul catod.

c) Procesul de electrodrenaj în sol depinde în bună măsură de mobilitatea ionilor. Legat de aceasta, în cazul solurilor salinizate sodic, tratate cu cîmpuri electrice continui, ionul de sodiu care trebuie eliminat din sol beneficiază de o mobilitate mare, ceea ce asigură o eficiență sporită metodei propuse întrucît pentru tratamentul electric nu sînt necesare cîmpuri electrice intense.

d) Pentru terenurile cu textură fină, argiloasă, cum sînt în natură majoritatea terenurilor salinizate, cîmpul electric intensifică și mărește eficiența spălării și datorită faptului că devin mobile și sînt antrenate spre drenuri apa și sărurile din capilarele fine ale solului, proces ce nu poate fi realizat prin procedeul clasic de spălare—drenaj.

3. Baza experimentală

Pentru studiul efectului suprapus al spălării — drenajului cu electrodrenajul s-a realizat un model fizic de drenaj (fig. 2).

Cuva modelului, realizată din material dielectric, avînd dimensiunile $300 \times 10 \times 80$ cm, este prevăzută la partea inferioară cu drenuri și posibilitate de colectare și măsurare a apei și sărurilor drenate. Modelul este prevăzut cu o instalație de simulare a spălării, la intensități variabile, redus la scara modelului. În simulator s-a introdus apă îmbunătățită calitativ pentru spălări, prin adăugarea de electrolit pe bază de calciu [3].

Cîmpul electric a fost realizat cu o sursă de curent continuu tip S.T.C.-14 103, iar electrozii s-au confecționat din bare de bronz Ø 10 mm (fig. 3). Trebuie făcută precizarea că natura electrozilor influențează desfășurarea tratamentului și consumul de curent, în sensul că unele materiale se corodează electrochimic ușor (de exemplu, aluminiul, fierul), altele sînt puțin active (cuprul, zincul), iar unele materiale sînt inerte (grafitul). Electrozii de bronz folosiți pe model fac parte din a doua categorie și au prezentat o corodare redusă (mici cratere, cu Ø 10 mm și adîncimea mai mică de 1 mm) după 200 ore de funcționare. Corodarea redusă asigură un contact sol—electrod bun și deci pierderi de curent reduse.

4. Rezultate experimentale în bonificarea solurilor salinizate sodic din lunca rîului Prut

Cu ajutorul metodei propuse s-au efectuat determinări referitoare la electrozi și adîncimea de înfigere a acestora în sol, astfel ca rezistența

de contact electrod—sol să fie minimă, fără a se diminua însă acoperirea zonei de desalinizat de către cîmpul electric.

S-au încercat mai multe variante (fig. 4 și 5) și anume:

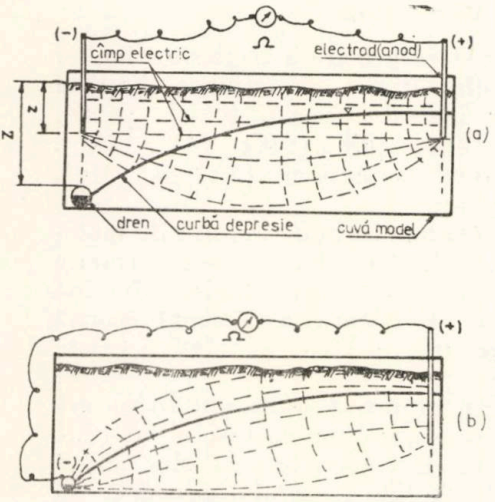


Fig. 4. — Schema de stabilire a adîncimii optime de pătrundere în sol a electrozilor folosiți la electroameliorarea solurilor salinizate.

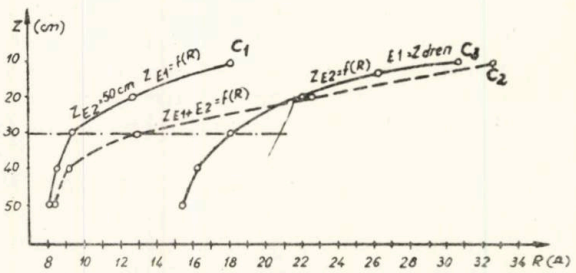


Fig. 5. — Determinarea adîncimii optime de îngropare (z) a electrozilor la electroameliorarea solurilor salinizate.

1. Pozarea unui electrod (E_2) la o adîncime egală cu adîncimea drenului, celălalt electrod (E_1) fiind introdus progresiv în sol (din 10 în 10 cm), la fiecare treaptă de adîncime măsurîndu-se rezistența dintre electrozi. Variația valorilor măsurate s-a reprezentat grafic în fig. 5 (curba C_1).

2. Înfigerea simultană a electrozilor E_1 și E_2 la aceleași adîncimi, z (fig. 4 și 5 — curba C_2).

3. Unul din electrozi, E_1, s-a materializat în planul drenurilor (fig. 4 *b*), iar electrodul E_2 s-a introdus vertical la o distanță $L/2$ de dren, din 10 în 10 cm adîncime. Această variantă poate fi realizată practic, în cîmp, fie prin pozarea unui conductor (electrod) odată cu drenurile, fie prin introducerea lui în dren, după tratarea electrodul putînd fi scos și refolosit. Rezistența dintre electrozi la această ultimă variantă este de circa 2 ori mai mare decît la celelalte două variante (15,6 Ω comparativ cu 8,2 Ω) datorită filtrului granular al drenului care are o rezistivitate mult mai mare decît cea a solului. Acest efect dispare însă atunci cînd drenurile funcționează, în acest caz filtrul fiind saturat cu apă și săruri.

Din analiza fig. 5 se observă că începînd cu adîncimea de înfigere de 30 cm rezistențele scad foarte puțin, iar de la circa 50 cm adîncimea nu mai exercită practic nici o influență asupra rezistenței de contact. Pentru model s-a folosit adîncimea de înfigere de 30 cm.

O altă serie de încercări s-au efectuat asupra diametrului electrozilor, evidențiindu-se rezistențe de contact apropiate valoric pentru diferitele

diametre încercate (de la 5 mm la 40 mm). Rezultă că pentru aplicarea în cîmp diametrul electrozilor se va alege numai în funcție de rezistența barei sau țevii — electrod, la înfigerea și respectiv extragerea din sol (maximum 2").

Măsurătorile relative la intensitatea cîmpului electric precum și urmărirea procesului desalinizării s-au efectuat prin intermediul unor electrozi inoxidabili introduși în model [1].

Pentru a urmări efectul electrodrenajului combinat cu drenajul și spălarea în procesul de desalinizare a solurilor, în modelul de drenaj s-a introdus sol salinizat sodic din lunca rîului Prut, zona Trifești—Sculeni cu următoarea compoziție: sol — soloneț, 37% Na din T și 60% conținut de argilă. Pentru spălare s-a folosit apă îmbunătățită calitativ, prin adăugarea de electrolit pe bază de calciu în concentrații variabile [2].

Efectul ameliorativ al drenajului combinat cu electrodrenajul s-a studiat în următoarele condiții:

a) Electrozii, din bronz Ø 10 mm, au fost introduși unul deasupra drenului (catodul), iar celălalt, (anodul), la jumătatea distanței dintre drenuri (pe model, $L/2=300$ cm), la adîncimea optimă de 30 cm.

b) Tratamentul electric s-a aplicat numai concomitent cu spălarea—drenarea profilului de sol, cu o normă totală de 12 000 m^3/ha apă, prin aspersiune, realizînd astfel: un bun contact electrozi—sol prin excesul de umiditate din timpul spălării și o infiltrație mai rapidă și mai uniformă, inclusiv prin capilare, a apei de spălare și a electrolitului, proces de mare importanță pentru îmbunătățirea permeabilității și scurtarea duratei bonificării [3].

c) Tratamentul s-a efectuat cu curenți slabi, reduși la scara modelului, astfel încît parametrii cîmpului electric folosit să poată fi aplicați la scară naturală, în cîmp. Caracteristicile cîmpului electric, optime pe model, au fost: $I=4$ mA, $U=0{,}75$ V, cu o densitate de curent de 10^{-2} mA/cm^2. În aceste condiții, pentru aplicarea în cîmp au rezultat: intensitatea curentului, care poate fi aplicată electrozilor cu ajutorul unui grup electrogen, $I = 200$ A; aceeași densitate de curent, 10^{-2} mA/cm^2; intensitatea cîmpului, 10^{-3} V/cm.

Extrapolarea rezultatelor de la model la scara prototipului (natură) a fost posibilă, întrucît cercetările [4] au arătat că rezistivitatea unei probe de sol tulburate (cea din model) este aceeași cu cea a unei probe similare, netulburate, din cîmp.

În afara parametrilor cîmpului electric s-au măsurat elementele caracteristice procesului de spălare—drenaj și anume: salinizarea pe profil la diferite distanțe de dren și electrozi; intensitatea udării de spălare; debitul drenat; cantitatea de săruri spălate; consumul de apă și electrolit.

În această lucrare se evidențiază doar aspectele legate de efectul ameliorativ al aplicării concomitente de spălări — drenaj, combinate cu tratamentul electric în curent continuu.

Pe model s-au materializat cinci secțiuni verticale de măsură (fig. 2 și 6) situate astfel: secțiunea I în planul vertical al drenului; secțiunea II — la $L/8$ de dren; secțiunea III — la $L/4$ de dren; secțiunea IV — la $3L/8$ de dren și secțiunea V — la $L/2$ de dren.

Catodul s-a introdus în secțiunea *I*, iar anodul în secțiunea *V*.

Exemplificînd, pentru secțiunea *IV* valorile măsurate și prelucrate sînt prezentate în tabelul 1, iar în fig. 6 s-au reprezentat grafic rezultatele mă-

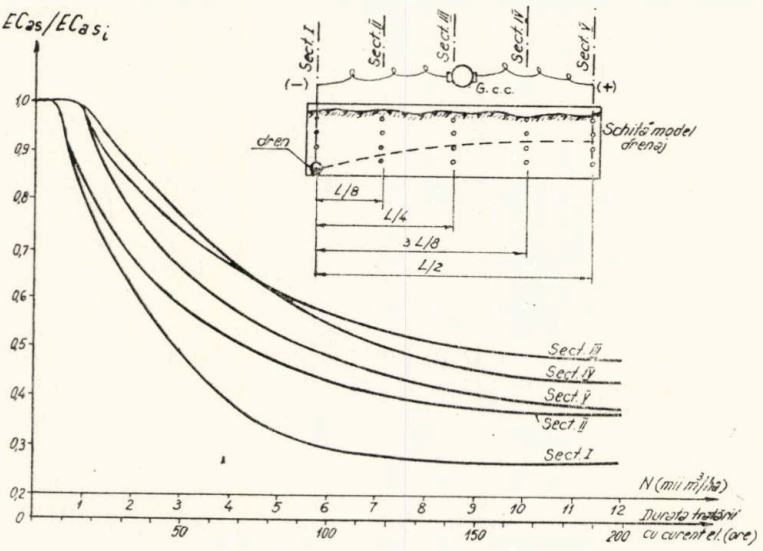


Fig. 6. — Desalinizarea prin drenaj combinat cu electrodrenaj, funcție de drenuri și electrozi.

surătorilor din toate cele cinci secțiuni, corelate cu norma de spălare aplicată și durata tratamentului prin electrodrenaj.

Din analiza datelor experimentale rezultă următoarele constatări:

a) Desalinizarea începe în secțiunile *I* și *II* chiar de la prima repriză de spălare, cu 500 m^3/ha apă cu electrolit și tratare cu curent electric.

b) După aplicarea a două reprize de spălare, procesul desalinizării începe să se resimtă și în secțiunile *III*, *IV* și *V*.

c) Procesul de desalinizare evoluează rapid în continuare, astfel că după aplicarea unei norme de 8 000 m^3/ha apă de spălare, rezultatele privind desalinizarea sînt cele prezentate în tabelul 2.

Referitor la datele obținute se pot face următoarele observații:

a) În secțiunea *I*, în care se află drenul și electrodul catod, desalinizarea este cea mai intensă (72%).

b) În secțiunea *V*, în care se află numai electrodul (anod), desalinizarea este mai redusă (58%).

c) În secțiunea *III*, aflată la jumătatea distanței dintre electrozi și *L*/4 de dren, desalinizarea este minimă (48%).

Evoluția în timp a procesului desalinizării pentru întreaga durată a tratamentului cu curent electric (~200 ore) este ilustrată în fig. 6, observîndu-se deviația curbelor de desalinizare din secțiunile *IV* și *V*, care deși sînt cele mai depărtate de dren coboară sub curba secțiunii *III*, apropiindu-se mult de curba desalinizării din secțiunea *II*. Se ilustrează astfel evident

Tabelu 1

Variaţia electroconductivităţii aparente a solului (ECas) din model, în secţiunea de măsură IV, funcţie de durata tratării în cîmp electric continuu şi norma de spălare aplicată (M)

Nr. determinării	ECas/ECas$_i$	Durata tratării cu curent electric ore	Norma de spălare cumulat m^3/ha
1	1,000	0,0	0
2	1,009	8,5	407
3	0,978	20,0	925
4	0,943	32,0	1 313
5	0,799	54,7	2 683
6	0,768	66,5	3 275
7	0,719	71,0	3 608
8	0,647	82,5	4 423
9	0,548	105,0	6 238
10	0,492	117,0	7 275
11	0,462	140,5	9 053
12	0,442	151,0	9 794
13	0,475	165,0	10 657
14	0,428	198,0	12 313

Tabelul 2

Rezultatele desalinizării prin spălare—drenaj—electrodrenaj

Secţiunea	Distanţa faţă de dren	Salinizare iniţială mg %	Salinizare după tratare mg %	Desalinizare % din saliniz. iniţ.	Norma de spălare m^3/ha
I	0		216,27	72	
II	*L*/8		301,24	61	
III	*L*/4	772,41	397,79	48	8 000
IV	3*L*/8		364,58	53	
V	*L*/2		324,41	58	

influenţa electrodrenajului în intensificarea procesului desalinizării cu circa 50%, în zona situată la mijlocul distanţei dintre drenuri, unde în condiţiile drenajului clasic se înregistra o desalinizare minimă.

5. Concluzii

1. Metoda propusă dă rezultate bune pe solurile cu textură fină, argiloase, ce au rezistivităţi electrice mici şi pe care spălarea — drenarea clasică are eficienţă scăzută.

2. Distanța dintre liniile de drenuri, care pe aceste soluri are valori de ordinul a 10 ... 20 m, poate fi mărită cu 50 % în cazul combinării cu electrodrenajul, compensînd în acest fel prețul de cost al energiei electrice.

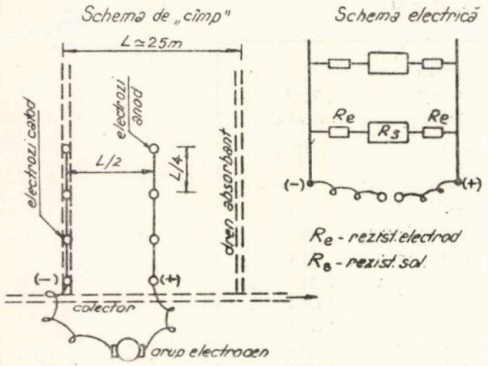


Fig. 7. — Schema de aplicare în „cîmp", a drenajului combinat cu electrodrenajul.

3. Deoarece rezistivitatea acestor soluri (argiloase) crește numai cînd umiditatea lor scade sub 30%, iar pe de altă parte pentru electrodrenaj nu este necesară saturarea în apă a solului, rezultă că se pot realiza economii la apa de spălare, electrolit și energie pentru pomparea și transportul apei, prin menținerea solului la capacitatea de cîmp și udarea în exces numai în zona aliniamentelor în care se montează electrozii (fig. 7).

4. Întrucît este cunoscut faptul că prin tratare îndelungată cu curent electric se produce o electroîndensare a terenului (procedeu folosit pentru îmbunătățirea calităților constructive ale terenurilor), tratarea electrică în scop de desalinizare trebuie atent dirijată astfel încît să nu se atingă faza în care începe descompunerea scheletului mineral al solului. Experimentările au arătat că există posibilitatea ca printr-un tratament controlat și dirijat corect să se dezvolte numai procesul ameliorativ de evacuare a sărurilor din sol spre sistemul de drenaj. Schema de aplicare propusă pentru condițiile de cîmp este prezentată în fig. 7.

5. Pentru parametrii rezultați experimental se estimează un consum de energie electrică de 1 500 kwh/ha și deci un preț de cost de circa 700 lei/ha.

Primită la 16 septembrie 1980

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de hidraulică și hidroameliorații
și
C.I.A.C., București

BIBLIOGRAFIE

1. Blidaru V., Nițescu E., Balan T., Nicolau A., Vacariu Gh., *Metodă de determinare rapidă a salinizării prin măsurarea electroconductivității aparente a solului (ECa's)*. Comun. prez. la ses. șt. jubil., Fac. hidrotehnică, Inst. polit., Iași, 1978.
2. Blidaru V., Nițescu E., Nicolau A., Cojocaru I., *Drenajul și spălarea, mijloace de ameliorare a terenurilor salinizate. Rezultate ale cercetărilor pe modele fizice*. Comun. prez. la ses. șt. jubil., Fac. hidrotehnică, Inst. polit., Iași, 1978.
3. Nițescu E., *Contribuții la studiul drenajului în scop de desalinizare și prevenirea salinizării în masivele irigabile*. Teză de doctorat, Inst. polit., Iași, 1980.
4. Bally R. J., *Metode electrice de îmbunătățire a pămînturilor în lucrările de construcții*. Ed. Acad. R.S.R., Buc., 1957.

CONTROL OF THE CONCENTRATIONS OF IONS BY ELECTRO-DRAINAGE METHOD, AIMING THE ALLOWANCE OF HYDRO-SALINE SOILS, IN THE IRRIGATION SYSTEMS

(Summary)

The experimental results concerning the use of combined (or mixed) drainage with electro-drainage, with the aim to control the salinity level of soils in irrigation systems are studied. To obtain an electric field a direct current is used, the cathods being posed upon the drains and the anods at the middle of the distance among the drain lines. For electro-drainage, an expenses level of 1 500 KWh per ha is estimated.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC IAȘI
Tomul XXVII (XXXI), fasc. 1—4, 1981
Secția VI
ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

C.D. 631.6; 620.9

CONTRIBUTIONS À L'OPTIMISATION DE LA CONSOMMATION D'ÉNERGIE DES SYSTÈMES D'IRRIGATION

PAR

OVIDIU ALEXANDRESCU

1. Introduction

Au point de vue énergétique les systèmes d'irrigation (S.I.) sont caractérisés par :

a) Des puissances unitaires installées importantes ($N_i^1 = 1,15...1,5$ KW/ha) qui, à grande échelle, par rapport aux coefficients de demande et de simultanéité, conduisent à l'occupation d'une puissance unitaire moyenne dans le système énergétique (S.E.) s'élevant à 0,6 KW/ha environ.

b) Une consommation spécifique d'énergie appréciable ($E_i^1 = 1\,200...1\,500$ KW/ha an), concentrée pendant l'été en 1 200...1 800 heures/an.

c) Fonctionnement des principaux récepteurs (les stations de pompage, qui reclament 96...98% de l'énergie consommée par le système) à des grands coefficients d'emploi en temps ($\eta_t = 0,83...1,0$), donc impliquant une supperposition pendant les périodes de crête de la courbe de charge du S.E.

Sous aspect économique les caractéristiques énergétiques de l'irrigation nécessitent d'importantes dépenses annuelles qui exercent une grande influence sur l'efficacité des arrosages, en affectant en même temps le bilan énergétique du pays.

À l'égard du système énergétique national les S.I. demandent des puissances installées grandes (plus de 8,5%), en les utilisant partiellement (17...22% du temps), ce qui conduit à des dimensions excesifs pour le système de production, de transport et de distribution de l'énergie, qui sont encore accentuées par le fonctionnement des récepteurs du S.I. même dans les périodes de maximum de la courbe de charge.

Toutes ces considérations justifient, ayant en vue une gestion raisonable des ressources énergétiques et l'augmentation de l'efficience de l'activité économique, la nécessité de rationaliser la consommation d'énergie des S.I. et cela dans les conditions de l'amélioration continuelle de leurs performances fonctionnelles et de rentabilité.

Compte tenu que la consommation d'énergie des S.I. est étroitement liée à la conception d'aménagement, aux caractéristiques constructives et au fonctionnement de celui-ci, de telle manière que, habituellement, les actions envisageant la diminution des dépenses énergétiques conduisent à une augmentation des investissements et des frais d'entretien, il en résulte que le problème énoncé ci-dessus a une nature complexe recherchant, à la foi, l'optimum de la consommation d'eau et d'énergie.

Dans ce qui suit, sur la base de l'étude des relations qui existent entre les caractéristiques énergétiques et les paramètres fonctionnels d'un S. I., on analyse les possibilités d'optimiser la consommation d'énergie de celui-ci par rapport à la manière dont on conçoit tant la réalisation que l'exploitation.

2. Caractéristiques énergétiques d'un système d'irrigation. Facteurs déterminants

Compte tenu que l'énergie consommée dans un S.I. est déterminée particulièrement par le fonctionnement de ses stations de pompage, les caractéristiques énergétiques de celui-ci seront définies par rapport aux nécessités du pompage de l'eau.

Les paramètres fonctionneaux du S. I. qui interviennent dans la définition des caractéristiques énoncées seront, par conséquent, les suivants : la moyenne pondérée de la densité du déficit annuel en eau devrant être couvert par l'irrigation, M_0, [mm] ; la moyenne pondérée des densités maxima du flux déficitaire dans le mois de maximum, d_0^M, [mm/h] ; l'énergie hydraulique spécifique totale qui doit exister dans la tête du réseau, par rapport au niveau de l'eau dans la source, afin d'assurer : l'élévation de l'eau jusqu'au niveau le plus haut du terrain arrosé (H_g), le transport de celle-ci dans les points d'utilisation (H_r) et l'administration des arrosages (H_a), avec ($H_t = H_g + H_r + H_a$, [m]) ; le rendement de l'emploi de l'eau dans le système, η_v, déterminé par le rendement volumique du transport, η_{vt} et le rendement de l'emploi de celle-ci dans le champ, η_{vc}, avec $\eta_v = \eta_{vt}\ \eta_{vc}$; le coefficient d'emploi en temps des stations de pompage, η_t ; le rendement global des stations de pompage, η_p et la densité des irrigations, θ (le rapport de la surface effectivement irriguée, S_i, par rapport à celle totale aménagée, S, $\theta = S_i/S$).

2.1. Puissance unitaire installée dans une station de pompage

Les stations de pompage (S.P.) doivent fournir la puisance maximum sollicitеé par le S.I. Par conséquent la puissance unitaire installée correspondante sera donnée par :

$$(1) \qquad N_p^1 = \frac{\theta}{\eta_v \eta_t \eta_p} K k_m d_t^M H_t , \qquad [\text{KW ha}],$$

où : $K = 2{,}73 \cdot 10^{-2}$ — coefficient qui tient compte des unités de mesure employées ; k_m — coefficient de sécurité accepté dans le choix des moteurs actionnant les pompes (—) ; $H_i = \text{Max}\ H_t(t)$ — la charge installée de la S. P.

2.2. Consommation spécifique d'énergie pour le pompage de l'eau

En adoptant des valeurs moyennes en temps pour la hauteur totale de pompage ainsi que pour le rendement global de la S.P. ($H_t \to H_m$; $\eta_p \to \to \eta_{pm}$), la consommation spécifique d'énergie pour le pompage de l'eau dans le S.I. résulte :

$$(2) \qquad E_p = \frac{K}{\eta_v \eta_{pm}} M_0 H_m , \qquad [\text{KW/ha an}].$$

2.3. Frais annuels spécifiques pour le pompage de l'eau

Par l'introduction des grandeurs ci-dessous : frais annuels qui correspondent à l'unité de puissance installée dans la S.P., c_{a_p}, [lei/KW an], respectivement frais annuels associés à l'heure de fonctionnement de l'unité de puissance installée, c_{a_e}, [lei/h/KW an] et en considérant la durée équivalente de fonctionnement de la S.P. à la puissance installée, $T_e = E_p^1/N_p^1 = M_0/d_0^M$, [h], on peut exprimer les frais annuels spécifiques pour le pompage de l'eau par la relation :

$$A_p^1 = \frac{K}{\eta_v \eta_{pm}} d_c^M H_m \left(\frac{c_{c_p}}{\eta_t} + c_{a_e} T_e \right), \quad [\text{lei/ha an}] \tag{3}$$

avec :

$$c_{a_p} = (a^{am} + a^{re}) i_p, \qquad [\text{lei/KW an}] \tag{4}$$

et

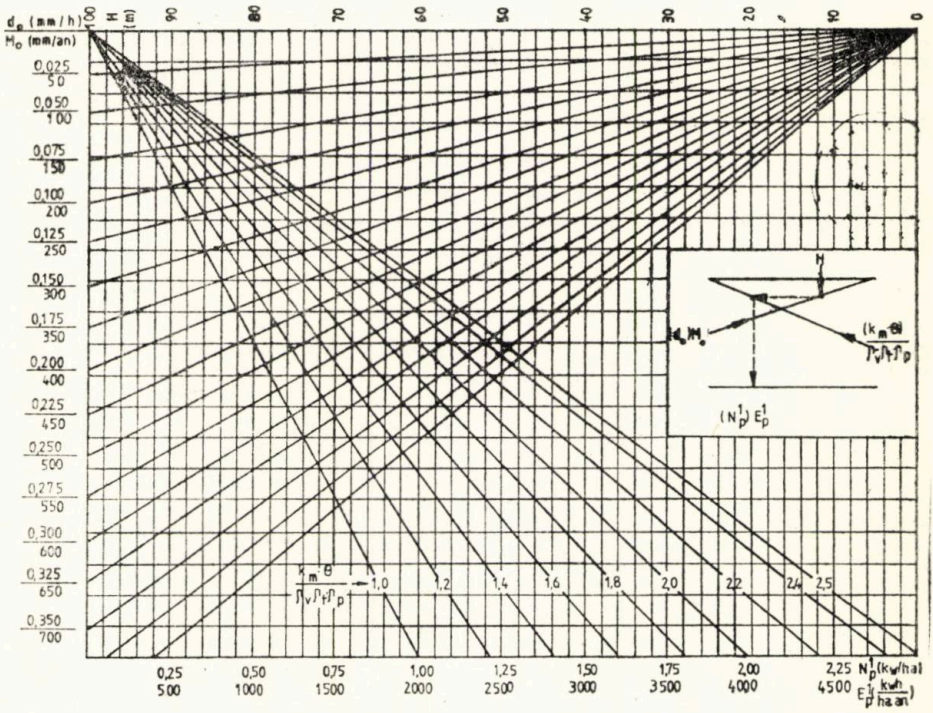


Fig. 1. — Nomogramme pour la détermination des caractéristiques énergétiques d'un système d'irrigation.

$$c_{a_e} = 1{,}1(1 + k_{re} + k_{Je})[1 + (m_v - 1)v] p_{eb}, \qquad [\text{lei/h/KW an}], \tag{5}$$

où i_p — l'investissement spécifique dans S.P., [lei/KW] ; a^{am} et a^{re} — les taux annuels des amortissements, respectivement des rémonts capitaux ;

k_{re} et k_{fe} — coefficients pour la réduction des frais pour la rétribution du personnel et des frais courants aux termes de frais énergétiques ; v — le degré de superposition du fonctionnement de la S.P. pendant la période de maximum de la courbe de charge du S.E.(—) ; m_v — le facteur d'augmentation du prix unitaire de l'énergie „de crête" par rapport à celui de l'énergie „de base", p_{eb}, [lei/KWh].

Pour des estimations rapides des caractéristiques énergétiques d'un S.I, dans la Fig. 1 on présente un nomogramme ayant comme donnée d'entrée les paramètres fonctionnels de celui-ci.

2.4. Facteurs qui déterminent les caractéristiques énergétiques du S.I.

Compte tenu de la structure de la charge installée d'une S.P, les facteurs qui déterminent les caractéristiques énergétiques du S.I. alimenté mises en évidence dans les relations (1)...(3), peuvent être classifiés en :

1° Facteurs liés à la consommation productrice d'eau dans le S.I. (M_0, d_0^M, θ).

2° Facteurs concernant la position de la surface aménagée par rapport au niveau de l'eau dans la source d'alimentation (H_g).

3° Facteurs qui caractérisent les particularités de la technique d'irrigation et de la méthode d'arrosage employées (H_r, η_{vt}, H_a, η_{vc}).

4° Facteurs relatifs à l'influence exercée par la manière d'exploitation du système (η_t) et par les procédés d'accommodation du fonctionnement de la S.P. aux sollicitations fort variables du S.I. (η_p).

5° Facteurs techniques - économiques (i_p, a^{am}, a^{rc}, k_{re}, k_{fe}, v, m_v, p_{eb}).

Si l'action de certains facteurs est explicitement mise en évidence, ainsi que les possibilités de les modifier dans la direction désirée, des autres reclament une analyse plus detaillée.

3. Alternatives dans l'étude, la réalisation et l'exploitation des systèmes d'irrigation. Conséquences d'ordre énergétique

Les différentes alternatives qui peuvent être acceptées dans l'étude, la réalisation et l'exploitation d'un S.I. ont des conséquences sous aspect énergétique.

Bien que, pour une consommation productrice d'eau ayant des caractéristiques données (M_0, d_0^M, θ), la solution d'aménagement sera définie par la variante optimum, établie comme résultat d'une analyse technique-économique effectuées en considérant les conditions réelles, spécifiques dans chaque situation concrète, quelques idées générales peuvent, pourtant, être formulées.

3.1. L'alimentation en eau du système

Habituellement, dans les limites du périmètre d'irrigation, la source présente des niveaux de l'eau inférieures aux cotes du terrain, de sort que, dans les solutions d'aménagem[illegible]es classiques, la captation se

réalise par pompage, les S.P. devrant fournir tant l'énergie hydraulique spécifique nécessaire pour l'élévation de l'eau jusqu'au niveau de la surface alimentée (H_g), que celle reclamée par le transport du courant (H_r).

Une alternative à cette solution c'est le captage libre de l'eau, hors du périmètre aménagé, le transport et la distribution de celle-ci par gravité. En excluant la nécessité du pompage, donc les frais énergétiques, cette solution paraîtrait intéressante si elle n'exigérait pas, généralement, des grands investissements.

Pour les aménagements unifonctionnaux — irrigations, de telles solutions deviennent efficientes seulement dans certaines conditions locales appropriées.

Par contre, si outre les besoins de l'irrigation, dans l'étude des aménagements pour l'alimentation en eau on prend en considération les nécessités des autres utilisateurs aussi (localités, industries, fermes, pisciculture, etc.), ayant en vue les implications de la consommation d'énergie pour le pompage, on peut arriver à une réconsidération des conceptions dans l'étude des adductions, même dans le cas où l'alimentation par pompage du S.I., considéré à part, paraîtrait avantageuse.

En effet, une adduction par gravité qui, réalisée pour servir seulement aux irrigations serait peu efficiente, peut devenir rentable une fois encadrée dans un schéma complexe d'aménagement des ressources en eau envisageant en même temps l'exploitation du potentiel énergétique résulté de la réalisation des aqueduques et des ouvrages pour la régulation des débits dans la zone haute, dominant le terrain intéressé. De pareils aménagements peuvent resoudre, aussi, la compensation partielle de la courbe de charge du système énergétique, en utilisant les effets favorables d'une exploitation appropriée des centrales hydro-électriques reversibles (à accumulation par pompage).

Tandis que la hauteur géodesique d'élevation (H_g), nécessaire dans le cas de l'alimentation par pompage, a une valeur donnée, imposée par la position de la surface aménagée par rapport au niveau de référence dans la source, l'énergie spécifique nécessaire pour le transport de l'eau (H_r) dépend dans une grande mesure de la nature du réseau et de ses caractéristiques constructives (les réseaux sous pression exigent des valeurs plus grandes pour l'énergie spécifique nécessaire dans leur tête, que les canaux à surface libre de l'eau).

Compte tenu que la nature du réseau influence aussi le rendement volumique du transport (η_{vt}), pour les canaux à écoulement libre correspondent, en général, des valeurs inférieures à celles obtenues sur les conduites forcées, le choix de la solution d'aménagement du réseau reste encore incertain, l'option devrant être effectuée à la suite d'une analyse technique-économique détaillée des deux alternatives possibles.

Or des calculs sommaires montrent que l'augmentation avec un point du rendement volumique du transport conduit à une économie d'eau et d'énergie double, et par conséquent ayant en vue la gestion rationelle des ressources seront préférées, toutefois, les solutions assurant un rendement supérieur pour l'utilisation de l'eau.

3.2. Méthode d'arrosage

Afin de répandre uniformément l'eau d'irrigation sur la surface du terrain, les aménagements ou les installations correspondantes réclament une certaine énergie hydraulique spécifique (H_a), dont la valeur dépend de la méthode d'arrosage appliquée.

La diminution de la consommation d'énergie serait facilité par le choix des méthodes d'arrosage exigeant la plus petite charge nécessaire (H_a), mais une analyse plus détaillée de ce problème relève le fait que les méthodes d'arrosage reclamant une charge H_a petite présentent des autres inconvénients, à savoir :

a) conduisent à des rendements d'utilisation de l'eau en champ relativement faibles et, par cela, dans les conditions d'une consommation d'eau accrue, augmentent même la consommation d'énergie (c'est le cas de l'arrosage par écoulement superficiel) ;

b) reclament des investissements spécifiques importants, dans les conditions d'une fiabilité encore insuffisamment prouvée (méthodes d'arrosage localisé).

Quant à l'arrosage par aspersion, tout en reclamant une charge H_a relativement grande, celui-ci assure, avec des investissements acceptables, un bon rendement de l'utilisation de l'eau en champ. En outre compte tenu de l'analyse sous aspect énergétique du fonctionnement des installations d'aspersion, on peut définir une charge H_a optimum, qui conduit au minimum des frais annuels pour l'arrosage (montant de l'énergie y compris).

3.3. Coefficient d'emploi en temps du réseau

Les frais énergétiques, par leurs composantes: les dépenses indirectes liées au pompage de l'eau, sont inversement proportionnelles au coefficient d'emploi en temps du réseau (η_t), aussi bien que la puissance installée dans la S.P. Compte tenu qu'il y a une liaison de la même nature entre ce coefficient et l'investissement dans le réseau du S.I, on a, en général, la tendance d'augmenter vers sa limite la valeur de celui-ci, en comptant sur une baisse tant des investissements que des frais annuels indirects.

En ce qui concerne le pompage de l'eau, l'augmentation du coefficient d'emploi en temps de la S.P. conduit à une baisse de la puissance installée, mais, en même temps elle oblige les groupes de fonctionner dans les périodes de maximum de la courbe de charge du S.F. avec toutes les conséquences qui y correspondent.

Il en résulte que la valeur du coefficient d'emploi en temps du réseau doit être déterminée, aussi, à l'aide d'un calcul technique-économique, en considérant, également, les conséquences du fonctionnement de la S.P. dans la période de maximum.

3.4. Accommodation du fonctionnement de la S.P. aux sollicitations variables du S.I.

Si en régime nominal de fonctionnement, la S.P. présente (fig. 2) un rendement global égal à celui des pompes, amendé par le rendement du transport de l'eau à travers les communications de la station :

(6) $$\eta_{sp0} = \eta_{p0}\left(1 - \frac{h_{r0}}{H_{p0}}\right) = \eta_{p0}\eta_{h0} ,$$

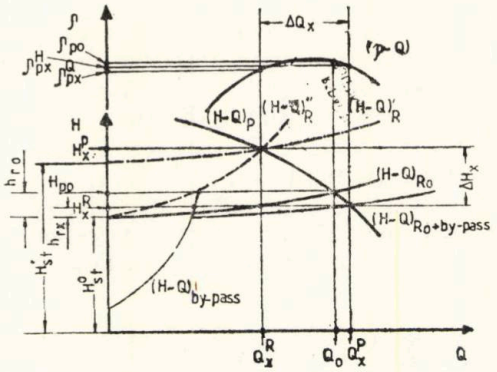


Fig. 2. — Schéma pour l'analyse des modalités d'accomodation des régimes de fonctionnement de la S.P. aux sollicitations variables du S.I.

le fonctionnement à des débits qui diffèrent de celui nominal (de la S.P.) sera caractérisé par un rendement global qui, par rapport aux modalités d'accommodation à la sollicitation du réseau, est influencé également par les différences apparues entre les régimes de fonctionnement de la S.P. et ceux effectivement reclamés par le réseau ;

(7) $$\eta^{Q}_{spx} = \eta^{Q}_{px}\left(1 - \frac{h_{rx}}{H^{R}_{x}}\right)\left(1 - \frac{\Delta H_x}{H^{P}_{x}}\right) = \eta^{Q}_{px}\eta_{hx}\left(1 - \frac{\Delta H_x}{H^{P}_{x}}\right),$$

dans le cas de l'accommodation des débits, respectivement :

(8) $$\eta^{H}_{spx} = \eta^{H}_{px}\left(1 - \frac{h_{rx}}{H^{R}_{x}}\right)\left(1 - \frac{\Delta Q_x}{Q^{P}_{x}}\right) = \eta^{H}_{px}\eta_{hx}\left(1 - \frac{\Delta Q_x}{Q^{P}_{x}}\right),$$

lorsque l'accommodation se réalise „en charge".

Il en résulte, ainsi, que la consommation d'énergie générée par le pompage de l'eau est conditionnée également par la manière dont on réalise l'accomodation du fonctionnement de S.P. aux sollicitations variables du réseau alimenté. Par conséquent, dans l'étude de l'optimum de la consommation d'énergie dans un S.I. une place importante occupe l'analyse des meilleures modalités d'accommodation et cela, au moins sous les aspects suivants : a) l'emploi des groupes de pompage à un haut rendement nominal ; b) la réalisation des communications à pertes de charge réduites dans la S.P, ce qui assure un rendement élevé pour le transport de l'eau dans l'installation; c) le choix des mesures adéquates pour la baisse des différences qui apparaissent entre les régimes réalisés par la S.P. et ceux demandés par le réseau.

Compte tenu que l'augmentation des rendements ainsi que la baisse des différences mentionnées ci-dessus conduisent, en général, à des investissements accrus, la solution optimum sera définie seulement en effectuant une analyse technique-économique des variantes possibles à réaliser.

4. Enoncé du problème de l'optimum de la consommation d'énergie d'un système d'irrigation

Un S.I. peut être considéré comme constitué par des sous-systèmes fonctionnes (j) (captation, transport, distribution, technique d'arrosage), composés à leur tour par des éléments (k), dont les caractéristiques (x_{ijk}) peuvent être assurées après la matérialisation des investissements $I_{jk}=f_{jk}[x^i_{jk}]$, auxquelles on associe les frais annuels $A_{jk}=(a^i_{jk}+a^a_{jk})I_{jk}$, ($a^i_{ik}$ — taux annuel des frais indirects, a^a_{jk} — taux annuel des frais directs) et les dépenses énergétiques annuelles $A_{a_p}=N^1_p S\,(c_{a_p}/\eta_t)+c_{a_e}T_e)$.

Compte tenu également du terme qui correspond à la rentabilité de l'aménagement, les frais annuels totaux dûs à l'exploitation du S.I. seront exprimés par :

$$A=\sum_j\sum_k\left(a^i_{jk}+a^a_{jk}+\frac{1}{T\tau_{jk}}\right)I_{jk}\,[x^i_{jk}]+$$

$$(9)\qquad +\frac{\theta}{\eta_{vt}\eta_{vc}\eta_p\eta_h(1-\Delta X/X)}\,Kk_m d_0^M\,(H_g+H_r+H_a)\left\{\frac{a^{am}+a^{rc}}{\eta_t}i_t+\right.$$

$$\left.+(1+k_{re}+k_{fe})\,[1+(m_v-1)v]p_{eb}T_e\right\},\ [\text{lei/ha an}],$$

où ΔX — la différence entre le régime de fonctionnement de la S.P. et celu i effectivement sollicité par le réseau, caractérisés par le paramètre $X(X=Q$, dans le cas de l'accommodation réalisée „en charge", respectivement $X=H$, pour l'accommodation des débits). Les paramètres fonctionnels x^i_{jk} correspondent aux facteurs affectant les caractéristiques énergétiques du système : H_g, H_r, H_a, η_{vt}, η_{vc}, η_t, η_h, $\Delta X/X$, spécifiques à chaque élément (k) du sous-système (j).

La relation (9) représente même la fonction objectif de l'analyse, qui consiste dans la recherche de son minimum, compatible à certaines liaisons des variables x^i_{jk}, imposées par des considérations d'ordre fonctionnel, liaisons qui, exprimées sous la forme $g_i[x^i_{jk}]=0$, constituent les restrictions du problème, ($i=1, 2, \ldots, n$).

5. Conclusions

L'analyse effectuée permet de mettre en évidence les conclusions suivantes :

1° Les S.I. modernes doivent être étudiés dans le cadre plus général des programmes complexes d'aménagement des ressources en eau qui, tout en envisageant de satisfaire les besoins en eau de tous les utilisateurs situés sur un certain territoire, sont orientés vers : a) l'élimination, dans la mesure du possible, des pompages ; b) la mise en valeur maximum du potentiel hydro-énergétique offert par la réalisation des ouvrages de transport et de régularisation des débits dans les zones hautes du territoire intéressé ; c) l'étude des possibilités de compenser la courbe de charge du

système énergétique qui alimente le S.I., par l'aménagement des centrales hydrauliques réversibles.

2° L'élaboration des projets techniques pour les réseaux d'irrigation et les S.P. reclamées par ceux-ci suppose une étude détaillé de l'influence de toutes les caractéristiques énergétiques correspondantes, de l'effet du fonctionnement des S.P. dans la période de maximum de la courbe de charge du S.E. y compris.

3° Lors de l'établissement des solutions d'aménagement pour les réseaux de transport, ainsi que dans le choix de la méthode d'arrosage, une attention particulière sera accordée à la réduction des pertes volumiques d'eau, car par cette voie on réalise non seulement une meilleure gestion des eaux et la protection de l'environnement, mais des importantes économies d'énergie, aussi.

4° Des solutions d'aménagement efficientes peuvent être définies seulement par une analyse technique-économique ayant à sa base un énoncé correct du problème de l'optimum de la consommation d'énergie dans le S. I.

Reçue le 9 septembre 1980

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Hydraulique et
Hydroamélioration

BIBLIOGRAPHIE

1. Batty J. C., Hamad S. N., *Energy Inputs to Irrigation.* J.I.D.D., IR 4 (1975).
2. Alexandrescu O., Bursacovschi A., Chiru M., Roşu D., *Contribuţii la optimizarea parametrilor funcţionali ai staţiilor de punere sub presiune ce servesc un plot de irigaţii prin aspersiune.* Communication présentée à la Session Scientifique jubiliaire de la faculté de Hydrotechnique, Jassy, 1978.

CONTRIBUŢII LA OPTIMIZAREA CONSUMULUI DE ENERGIE ÎN SISTEMELE DE IRIGAŢII

(Rezumat)

Prin definirea relaţiilor existente între parametrii funcţionali ai unui sistem de irigaţii (S.I.) şi caracteristicile sale energetice, se evidenţiază factorii care le determină, analizîndu-se alternativele posibile de urmat în proiectarea S.I. şi a elementelor ce le compun, în paralel cu consecinţele de ordin energetic corespunzătoare.

Este formulată, de asemenea, problema optimizării consumului de energie al unui sistem de irigaţii complex.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC IAŞI
Tomul XXVII (XXXI), fasc. 1—4, 1981
Secţia VI
ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.C. 621.64; 626.8

CONTRIBUTIONS TO WATER-HAMMER ANALYSIS IN WATER PIPELINE NETWORKS

BY

DAN LOGHIN, DOBRICĂ LEU, ŞT. POPESCU, STELIANA TOMA and MARIA NICOLAU

1. Introduction

In pipeline network operation the unsteady water movement is a normal case. While the system operates (for water supply or irrigation), whenever operating conditions change, surge pressure occur in the conduit network. These surge pressures may damage pipeline network operation if they are not taken into account in design practice.

By origin, surge pressure are due to pumping station operation and those occuring in the network itself at hydrants and valve closing or opening, at pressure regulating devices operation, etc.

For the pipeline network protection adequate devices have been provided for. They will be located in those sections where surge pressures might occur.

Starting from the method of characteristics analysed by S t r e e t e r [1], for the calculation of selections where dangerous surge pressures occur, in what follows an improved means of calculation for hydrodynamic parameters of the flow is proposed.

2. Method of Characteristics

If an infinite pipeline is considered with a point M and two others labeled with S and D on each side, if the flow direction is normal (Fig. 1), and if, in M a disturbance occurs, then, the wave equation system may be written as:

$$(\mathrm{I})\begin{cases}(C^+)\leftrightarrow H(D,\,t)=H(M,\,t_0)+m[Q(M,\,t_0)-Q(D,\,t)]-\\ \qquad -M(\mathrm{MD},\,t_0)\,Q(M,\,t_0)\,|\,Q(M,\,t_0)\,|\,,\\ (C^-)\leftrightarrow H(S,\,t)=H(M,\,t_0)-m\,[Q(M,\,t_0)-Q(S,\,t)]+\\ \qquad +M(\mathrm{SM},\,t_0)Q(M,\,t_0)\,|\,Q(M,\,t_0)\,|\,.\end{cases}$$

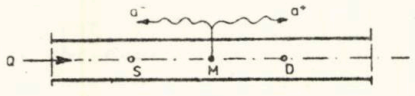


Fig. 1

The first equation ($C+$) and the second one (C^-) stand for direct and reverse waves, in an infinite pipeline.

In the Eqs. (1) the following notations are used : $H(M, t)$ and $Q(M, t)$ — piezometric head and discharge in the point M at the moment t ; $m = a/gA$ — pipe wave resistance ; A — section area normal on pipe axis ; $M(\mathrm{MD}, t) = \lambda(\mathrm{MD}, t)/(2gA^2)$ — hydraulic resistance modulus for MD reach ; the same for SM reach ; $M(\mathrm{MD}, t_0)$ $Q(M, t_0) \mid Q(M, t_0) \mid$ —head loss on MD reach in initial steady-state flow ; the same for SM reach ; $\lambda(\mathrm{MD}, t)$ — Darcy — Weissbach coefficient, taken constant throughout MD reach, corresponding to $Q(Mt)$ discharge.

The equation system (I) together with the initial and boundary conditions may be solved by the finite difference method. Streeter [1] suggests the following procedure. Each pipe j is divided into Pj reaches such that

$$P(j)\ \mathrm{D}t = \frac{L(j)}{a(j)},$$

with Dt the same for every reach of the network, i.e., the time for the wave to travel through the reach. To accomplish this, it may be necessary to adjust wave speeds (or possibly the length) by a small amount.

3. Proposed Method

Streeter's method assumes a computer program for the solution of the finite difference equations, the computer storage space being relatively large.

Furthermore, we consider that the adjustment of wave speed (or pipe length) might still be discussed on.

With the aim of reducing the computer storage space of the program, we propose that instead of „pipeline division into $P(j)$ reaches" the Z_i points should be considered on the pipeline where from waves attain the knots i in time periods equal with calculation time, t_c ; the calculation time under consideration should be taken at its lowest value from among the wave travel times :

$$t_c = \min \frac{L(j)}{a(j)}, \quad (j = 1, 2, \ldots, n).$$

This relation cancels the necessity of „adjustment" It is necessary to estimate the hydrodynamic parameters of flow in Z_i points, at the moment t, depending on the knowledge of these parameters in the knots which limit the reaches where Z_i points are located for the same moment t, and to find the disturbance law of flow.

For instance, if we suppose that the disturbance time period is long enough and that the deviation from the linearization of its mathematical expression as compared to the real phenomenon is small, the proposed interpolation is :

$$\text{(II)} \qquad P(Z_i, k) = P(i, k) + \frac{t_c}{\tau_j}[P(i_j^-, k) - P(i, k)], \quad (k = 1, 2, \ldots, r),$$

where: $P(Z_i, k)$ — hydrodynamic parameter of flow (Q, H, v, p) in a point Z_i where from the wave travels to the knot i after a time equal with t_c at the moment k; τ_j — time of wave travel through j reach, limited by the knots i and i_j; $\overline{i_j}$ — knot opposed to i knot through j reach; $k=t/t_c$ — time period measured in units equal with t_c.

4. Computation Sketch

a) The problem is solved under steady state conditions, estimating $P(i, 0)$ and labeling the knots i, $(i=1, 2, \dots, m)$ and pipes j, $(j=1, 2, \dots, n)$.

b) The speeds c_j are calculated and the time calculation is determined.

Observation. If water flows through the pipe it might be assumed that $a \approx c$ [3].

c) A calculation hypothesis is formulated, namely: $P(i)=f(t)$.

d) The initial situation $P(i, 0)$ being known from the above mentioned a) item of these Sketch and time origin being taken at the disturbance occurence moment, the entire network is solved randomly for $k=1$, them for $k=2$, etc., yielding $P(i, k)$, $(i=1, 2, \dots, m; k=1, 2, \dots, r)$.

In general, r is limited by the condition $r \leqslant \max(r_i)$, considering $i=1, 2, \dots, m$, where r_i means the oscillation period for knot i.

The ware equations become:

$$(I')\begin{cases} (C^+) \leftrightarrow H(D, k)=H(M, k-1)+m[Q(M, k-1)-Q(D, k)]- \\ \qquad -M(\mathrm{MD}, k-1)\ Q(M, k-1)\ |\ Q(M, k-1)\ |, \\ (C^-) \leftrightarrow H(S, k)=H(M, k-1)-m[Q(M, k-1)-Q(S, k)]+ \\ \qquad +M(\mathrm{SM}, k-1)\ Q(M, k-1)\ |\ Q(M, k-1)\ |. \end{cases}$$

e) The variation curves of hydrodynamic parameters in the junction knots are plotted and minimum and maximum values are recorded. If these do not range among the admissible ones [2] protection devices will be used and the calculation is resumed from the point d [1].

5. Conclusions

1. The proposed method avoids the division of a pipeline in reaches, simplifyng thus the computer program.

2. The interpolation is valid only for high time periods of disturbance occurence (e.g. sudden power failure of the pumping station).

3. Streeter's method and this one proposed herein are valid only assuming that local head losses are negligible (perfectly admissible in the case of long pipelines) and that the variations of Darcy — Weissbach coefficients for a certain moment through reaches are negligible, as well.

Received, March 30, 1981

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Hydraulics and
Hydroameliorations

REFERENCES

1. Streeter V. L., *Water-Hammer Analysis of Distribution Systems.* J. of the Hydr. Div., 93, *HY 5*, (1967).
2. * * * *Instrucțiuni tehnice pentru calculul loviturii de berbec.* I.D. 14—64, Buc., 1964.
3. Cioc D., *Hidraulica.* EDP, Buc., 1977.

CONTRIBUȚII LA STUDIUL LOVITURILOR DE BERBEC ÎN REȚELELE PENTRU TRANSPORTUL APEI

(Rezumat)

Considerînd drept punct de plecare metoda lui Streeter [1], se propune un procedeu îmbunătățit de calcul al variației în timp a parametrilor hidrodinamici ai curgerii, elaborînd o relație de interpolare valabilă în anumite ipoteze.

Se expune breviarul de calcul, pe etape, pentru obținerea valorilor acestor parametri în nodurile rețelei studiate. În final se stabilesc nodurile în care este necesară amplasarea dispozitivelor de protecție.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC IAȘI
Tomul XXVII (XXXI), fasc. 1—4, 1981
Secția VI
ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

C.D. 621.65:631,6

SOLUTIONS POUR L'AMÉLIORATION DES CARACTÉRISTIQUES FONCTIONNELLES ET ÉNERGÉTIQUES D'UNE STATION DE POMPAGE EXPLOITÉE EN RÉGIMES MARGINEAUX

PAR

OVIDIU ALEXANDRESCU, DOINA NOUR, ANGELICA BURSACOVSCHI, MARCEL CHIRU et DORINEL ROȘU

1. Introduction

Pour l'alimentation avec eau d'un système d'irrigation (S.I.), aménagé dans le sud de la Moldavie sur une surface de 5 600 ha, on a réalisé une station de pompage (S.P.) dont le débit calculé, $Q_p = 3{,}9$ m³/s, correspond à un débit spécifique $q = 0{,}7$ l/s ha.

Dans les années 1976 et 1977, la S.P. mentionnée ci-dessus a été dans l'impossibilité de couvrir les sollicitations du S.I., le débit fourni se trouvant dans les limites 1,6...2,0 m³/s, tandis que le fonctionnement des groupes de pompage était accompagné d'une augmentation des bruits et des vibrations avec les conséquences directes connues : l'avarie partielle des fondations, le désamorçage répété des pompes et une érosion accentuée des roues, qui a reclamé le remplacement de celles-ci.

Dans ce qui suit on présente les conclusions de l'étude effectuée concernant la S.P. mentionnée et l'analyse comparative des solutions proposées pour l'amélioration des caractéristiques fonctionnelles et énergétiques de l'installation.

2. Données de base. Études et recherches effectuées

La S.P. étudiée est équipée par quatre groupes de pompage type 24 NDS dont les turbines, ayant un diamètre de 900 mm, sont actionnées par des moteurs synchrones MSO-143-8 à une vitesse de 750 rot./min.

La disposition d'ensemble de l'installation est présentée dans la Fig. 1.

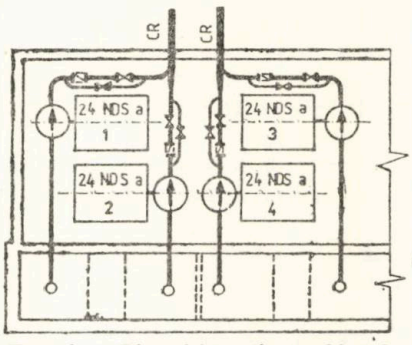


Fig. 1. — Disposition d'ensemble de l'installation de pompage étudiée.

La liaison entre la S.P. et le S.I. est assurée par deux lignes de refoulement $D_n = 1\,000$, réalisées en tuyaux d'acier (509 m de longueur), respectivement PREMO (1 314 m de longueur).

Les deux biefs caractéristiques de la S.P. déterminent une hauteur statique de pompage qui varie entre 74,0 et 78,0 m, avec une valeur moyenne $H_{st} = 76{,}0$ m.

Compte tenu des courbes indiquées par l'usine pour les pompes

employées, par rapport aux caractéristiques moyennes du réseau, la S.P. doit assurer les régimes de fonctionnement présentés dans la fig. 2, couvrants les sollicitations prévues dans des projets mais en étant placés à gauche du domaine recommandé pour l'utilisation de ces pompes.

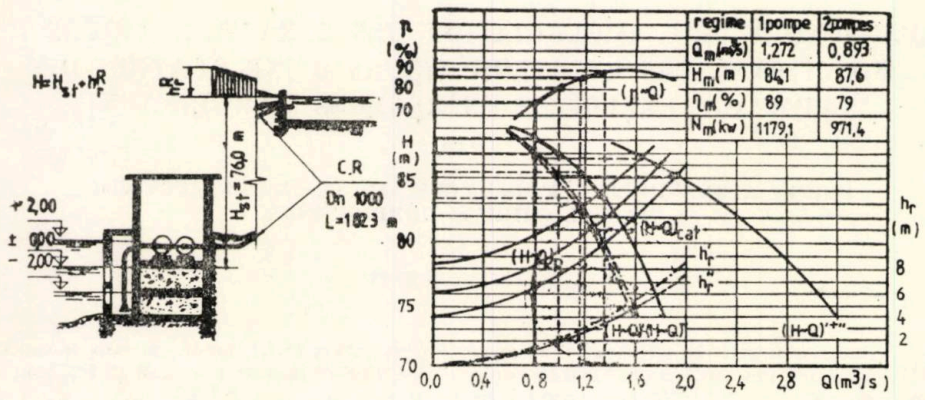


Fig. 2. — Biefs caractéristiques de la S.P. Régimes de fonctionnement calculés.

Les données considérées dans l'étude effectuée ont eu les sources ci-dessous :

a) la documentation relative à la S.P. et au S.I. alimenté, existante à l'Entreprise pour l'Entretien et l'Exploitation des Travaux pour l'Amélioration Foncière (IELIF) et au siège du système ;

b) des relèvements et des mesures topographiques effectués dans l'emplacement de la S.P. ;

c) la mesure des paramètres fonctionnels des installations de pompage, en régime courant d'exploitation ;

d) le régistre de bord de la S.P. ;

e) l'interview pris au personnel de la S.P., relatif au comportement de celle-ci dans la période 1975—1977 ;

f) l'étude du régime hydrologique du bief inférieur de la S.P., pour la même période.

Les recherches et les études effectuées ont envisagé l'évaluation des caractéristiques fonctionnelles réelles de la S.P. et de la position de celles-ci par rapport aux sollicitations du S.I. alimenté, en conduisant aux suivantes conclusions :

1° L'etablissement des courbes caractéristiques réelles des pompes installées et des facteurs les influençant.

2° La détermination des pertes de charge sur les conduites intérieures de la S.P. et sur ses lignes de refoulement et le traçage de la caractéristiqu e du réseau.

3°. L'analyse des indices — effets de la cavitation et l'éclaircissement des conditions de son apparition dans le fonctionnement de la S.P. étudiée.

4°. L'évaluation des caractéristiques énergétiques de la S.P. (puissance absorbées, rendements, consommation d'énergie).

5°. L'étude de la relation existante entre les régimes de fonctionnement de la S.P., les niveaux de l'eau dans la source et la côte piésomètrique necessaire en tête du réseau alimenté.

6°. Le calcul des consommations spécifiques d'énergie correspondantes aux divers régimes d'exploitation.

2. Conclusions concernant le fonctionnement de la S.P. étudiée

L'analyse des résultats obtenus dans le cadre des recherches effectuées permet à formuler les conclusions présentées ci-dessous :

1°. Par rapport à la structure du plan de culture considéré à l'étude du S.I., celui qui a été appliqué en 1978 reclame un volume d'eau supérieur à 9% environ et un débit maximum, dans le mois de crête de 5% plus grand (pour un coefficient d'emploi dans le temps de la S.P., $\eta_t = 1{,}00$, le débit sollicité en 1978, $Q_d^{1978} = 3{,}13$ m^3/s, tandis que le débit qui correspond au plan de culture calculé serait $Q_d^p = 2{,}93$ m^3/s), pourtant le débit maximum sollicité par le S.I., reste inférieur au débit calculé de la S.P., même pour un coefficient d'emploi dans le temps de la S.P., $\eta_t = 0{,}83$ (20 heures sur 24).

2°. Compte tenu des conditions d'exploitation (une grande turbidité de l'eau dans la source — 5,5 g/l environ — et un fonctionnement saisonnier, discontinu), les pertes de charge sur les conduites intérieures et la ligne de refoulement de la S.P. peuvent être considérées comme normales, se trouvant dans le voisinage des valeurs moyennes indiquées dans les travaux de spécialité (les pertes de charge mesurées correspondent à une rugosité absolue équivalente des tuyaux $k = 1{,}25...1{,}5$ mm, tandis que la bibliographie utilisée indique, dans les conditions analysées, une valeur $k = 1{,}2...1{,}4$ mm).

On n'a pas constaté des pertes de charge locales exagérées (dues aux étranglements des sections ou aux grippements des vannes et clapets) ;

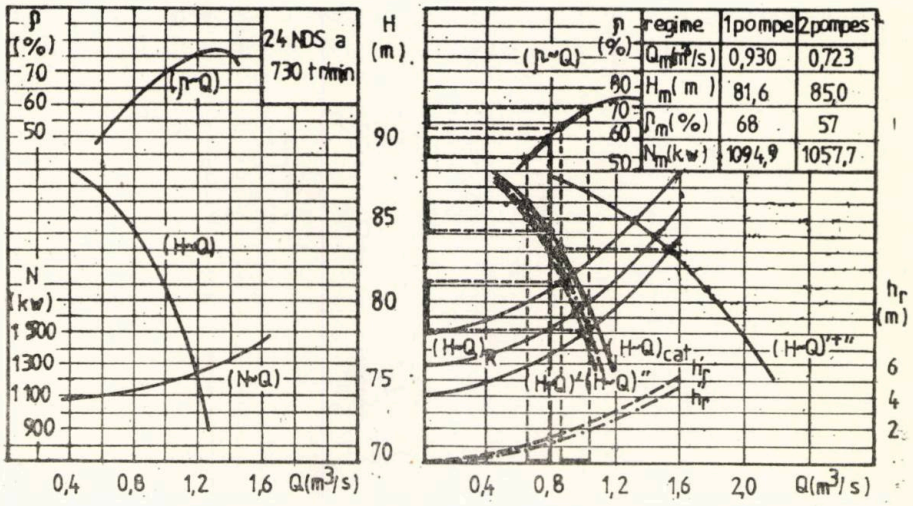


Fig. 3. — Courbes caractéristiques et régimes réels de fonctionnement.

en échange ont été observées des pertes de charge totales acrues lorsque le transport du matériel solide était important.

3° Les valeurs fournies par les courbes caractéristiques des pompes, déterminées, dans des conditions d'exploitation, sont de 3...17% inférieures aux celles données par les courbes de catalogue (pour la charge H), respectivement de 15...20% plus basses, dans le cas du rendement (Fig. 3).

4° La baisse des performances de 'installation de pompage a comme principales causes les suivantes : a) une grande turbidité de l'eau pompée, favorisée par le maintien en position ouverte des orifices de captage inférieures, lorsque les niveaux de l'eau dans la source sont élevées ; b) l'usure des bagues d'étanchéité de la roue, à l'aspiration, conduisant à une augmentation des pertes volumiques à l'oeillard ; c) l'augmentation de la rugosité des surfaces lavées par le courant pompé, conséquence de l'action abrasive du matériel solide entraîné et du fonctionnement en régime de cavitation.

5° À cause de la baisse des courbes de charge la S.P. présente une capacite maximum de pompage qui ne dépasse pas 2,9 m^3/s et cela à un rendement global qui n'atteint que 56,5%, tandis que la valeur qui correspond aux courbes indiquées devrait être de 74%.

Dans ces conditions la consommation d'énergie solicitée par l'élévation de l'unité de volume à un mètre d'hauteur (consommation unitaire spécifique) en résulte très grande: 7,1 KWh/1 000 m^3/1 m, valeur qui dépasse de 83% la consommation moyenne enregistrée dans une S.P. similaire.

6° Compte tenu de la position des régimes réels de fonctionnement situés fort à gauche du domaine d'utilisation recommandé (Q_i=700...980 l/s alors que le débit minimum recommandé est Q_r=1 200 l/s), la valeur de NPSH nécessaire augmente par rapport à celle indiquée de 4,5 m à 7,7 m, de sort que le phénomène de cavitation, y compris toutes ses conséquences, apparaît a des niveaux proches du celui moyen de la source (Fig. 4).

L'analyse de la courbe hydrométrique dans la section de la S.P. met en évidence une fréquence potentielle de la cavitation dans le fonctionne-

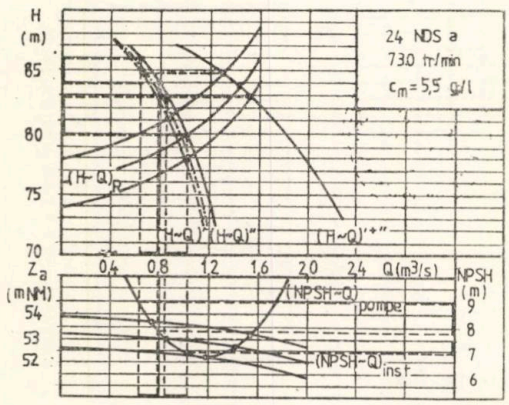


Fig. 4. — Analyse des conditions d'apparition de la cavitation.

ment de l'installation qui, dans la période 1971—1977, atteint 23%, pour que dans les années 1976—1977 elle augmente à plus de 60% (v. Fig. 5).

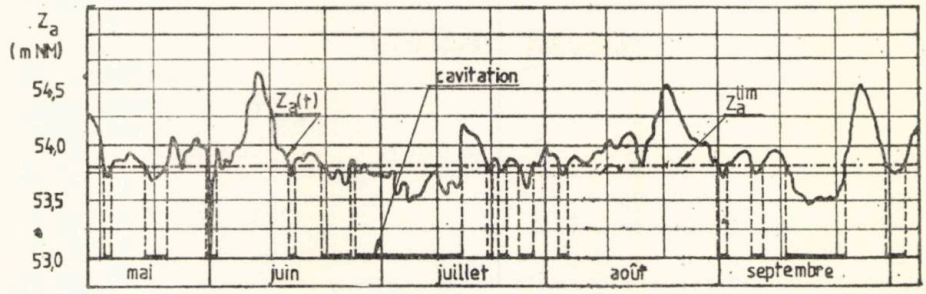


Fig. 5. — Périodes de fonctionnement dans la présence de la cavitation.

7° Dès que le niveau de l'eau dans la source baisse au-dessous de la valeur qui correspond à l'apparition de la cavitation, les courbes caractéristiques des pompes ($H(Q), \eta(Q)$) descendent plus que celles déterminées en 1978, dans l'absence de ce phénomène, de la sorte que les performances de la S.P. deviennent infcrieures même à celles analysées au point 5°.

À part cette observation on peut mentioner l'apparition d'autres effets négatifs de la cavitation aussi (vibrations puissantes, érosion des organes hydromécaniques des pompes, désamorcages répétés de l'installation), dont les conscquences dans l'exploitation de la S.P. sont les suivantes: la nécessité fréquente de remplacer les turbines endomagées, l'usure prématurée des couplages, la surcharge de l'installation électrique due à une fréquence accrue des démarrages, etc.

3. Mesures nécessaires. Solutions proposées. Effets prévus

Afin d'améliorer le fonctionnement de la S.P. analysée, ils s'avèrent nécessaires des mesures envisageant :

a) À prevenir le phénomène de cavitation, même aux niveaux de l'eau dans la source, inférieures à ceux qui correspondent à une fréquence de 80%.

b) L'augmentation du rendement total des groupes de pompage et une diminution, par cette voie, de la consommation spécifique d'énergie.

c) La réalisation d'un accord optimum entre les sollicitations du S.I. et les possibilités de la S.P.

Ces mesures peuvent être assurées seulement par une augmentation de NPSH disponible de l'installation ou/et une diminution du NPSH sollicité par les pompes, associées au déplacement à droite de leurs régimes de fonctionnement.

Dans ce but on a le choix de l'une des solutions suivantes : a) soit à aménager une troisième ligne de refoulement pour l'ensemble de quatre groupes de pompage de la S.P. ; b) soit à placer, à l'aspiration des quatres pompes existantes, des groupes verticaux axiaux du type DV 6-70 ;,

c) soit à accoupler des groupes de pompage verticaux, du type MV 802 à l'aspiration des trois pompes 24 NDS qui existent dans des conditions de la mise hors-service de la quatrième.

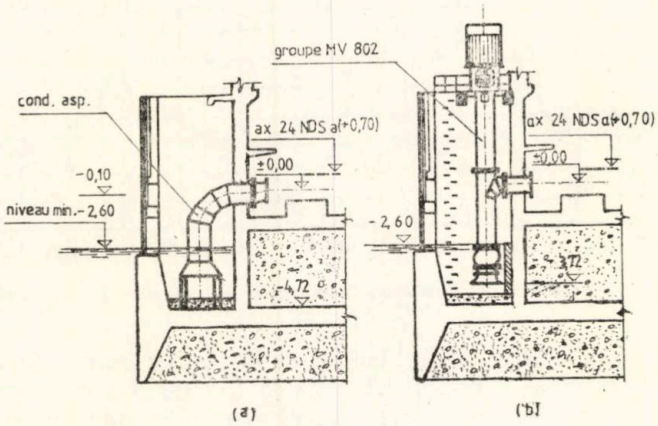


Fig. 6. — Schéma de montage pour la solution choisie.

L'analyse des trois solutions possibles met en évidence la supérieurité de la variante c) qui assure (v. Fig. 6 et tableau 1) :

Tableau 1

Analyse comparative des caractéristiques énergétiques qui correspondent aux diverses variantes d'amşénagement

No. crt.	Situation	Puissance absorbée N_j KW	Puissance installée N_{ij} KW	Consommation spécifique d'energie E_j KWh/1000 m³	$\frac{E_j}{E_0}$ %	$\frac{N_{ij}}{N_{i0}}$ %
1	Existante	4 513	6 400	398	—	—
2	Variante *a*	4 641	6 400	368	−7,54	+2,84
3	Variante *b*	4 934	6 800	382	−4,02	+9,33
4	Variante *c*	4 379	5 720	314	−21,1	−2,97

1° L'élimination de la cavitation dans le fonctionnement de la S.P., quelque soit le niveau de l'eau dans la source.

2° L'obtention du débit maximum solicité par le S.I. pour l'actuel plan de culture.

3° Une diminution de 700 KW de la puissance installée dans la S.P.

4° Une diminution de 26% de la consommation spécifique d'énergie, par rapport à la situation qui existe en présent, en l'absence de la cavitation.

Les dépenses reclamées pour la réalisation des solutions mentionnées ci-dessus sont estimées dans le tableau 2.

Tableau 2

Dépenses reclamées par la réalisation des variantes analysées

No. crt.	Variante	Dépenses			Observations
		Outillage	$C + M$	Total	
1	*a*	—	6 200	6 200	
2	*b*	900	120	1 020	— 400 (la valeur d'un groupe 24 NDS)
3	*c*	1 100	120	1 220	
		700		820	

Reçue le 9 septembre 1980

Institut Polytechnique, Jassy, Chaire de Hydraulique et Hydro-améliorations

BIBLIOGRAPHIE

1. Stépanoff A. J., *Pompes centrifuges et pompes hélices.* Dunod, Paris, 1961.
2. Wiedenroth W., *Untersuchungen über die Förderung von Sand—Wasser-Gemischen durch Rohrleitungen und Kreselpumpen.* Hannover, 1967.
3. Anton I., *Curbe caracteristice de cavitaţie, teoretice şi experimentale, la pompele centrifuge de turaţie joasă.* St. şi cerc. şt., s. şt. tehn., Acad. R.P.R., VII (1960).
4. Cioc D., *Hidraulica,* EDP, Buc., 1975.
5. Alexandrescu O., *Unele probleme ridicate de funcţionarea turbopompelor în regim de cavitaţie.* Communication présentée au Symposium scientifique „Technologies modernes utilisées dans les aménagements fonciers", Buc., 1979.
6. Alexandrescu O., Bartha I., *Aspecte ale influenţei turbidităţii apei pompate asupra caracteristicilor funcţionale şi energetice ale staţiilor de pompare.* Communication présenté au Symposium scientifique „Technologies modernes utilisées dans les aménagements fonciers", Buc., 1979.

SOLUŢII PENTRU ÎMBUNĂTĂŢIREA CARACTERISTICILOR FUNCŢIONALE ŞI ENERGETICE ALE UNEI STAŢII DE POMPARE EXPLOATATĂ ÎN REGIMURI LIMITĂ DE FUNCŢIONARE

(Rezumat)

Analizînd cauzele ce conduc la regimurile limită de funcţionare ale unei staţii de pompare pentru irigaţii, se propun soluţii capabile să elimine cavitaţia şi să asigure debitul cerut de sistemul servit, în condiţiile reducerii puterii absorbite şi a consumului specific de energie.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC IAŞI
Tomul XXVII (XXXI), fasc. 1—4, 1981
Secţia VI
ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 628,1; 621.64

OPTIMISATION DE LA REPARTITION DES DIAMÈTRES NORMALISÉS DANS LES RÉSEAUX RAMIFIÉS DE DISTRIBUTION D'EAU

PAR

DOBRICĂ LEU, ADRIAN PRICOP et STELIANA TOMA

1. But de l'ouvrage

Parmis les plus importants paramètres constructifs et fonctionnels des réseaux ramifiés de distribution d'eau utilisés pour l'alimentation en eau potable, irrigation, etc., on peut citer les diamètres de la canalisation. Le choix des diamètres assure dans une large mesure le fonctionnement normal du réseau et limite son prix de revient. Il en résulte la nécessité de choisir les valeurs des diamètres à l'aide des procédés mathématiques d'optimisation en prenant en considération tant les critères hydrauliques du système que ceux économiques.

Dans ce qui suit on propose une méthode de calcul directe des diamètres normalisés optima d'un réseau ramifié de distribution d'eau à l'aide de la programmation linéaire.

2. Formulation mathématique du problème à optimiser

On a choisi comme fonction objectif à minimiser celle du coût annuel de calcul du réseau :

$$C_a = \left(\frac{1}{T_r} + \beta\right) C_{(N)} + C_p = \min. \tag{1}$$

où : T_r est le temps de récupération des investissements ; β — un coefficient lié aux dépences d'entretien, d'exploatation et d'amortissement du réseau ; C_p — le coût du pompage d'eau ; $C_{(N)}$ — le coût de la canalisation comprenant N tronçons. On a

$$C_{(N)} = \sum_{k=1}^{N} c_k, \tag{2}$$

où c_k est le coût de l'installation du tronçon k.

En admettant que le tronçon k, de longueur L_k, peut être réalisé à l'aide des plusieurs secteurs (Fig. 1), chaque secteur i ayant une longueur égale à $x_{i,k}L_k$, le coût du tronçon k est :

$$c_k = \sum_{i=f_k}^{\ell_k} c_i x_{i,k} L_k, \tag{3}$$

où : c_i est le coût du tuyau de diamètre D_i normalisé, par mètre linéaire ; $x_{i,k}$ — la fraction qui représente la longueur du secteur de diamètre D_i par rapport à la longueur L_k du tronçon k ; il résulte que la longueur du secteur de diamètre D_i est égale à $x_{i,k} L_k$; f_k et g_k — les indices des diamètres normalisés minimum et maximum de la série des diamètres qu'on propose pour le tronçon k.

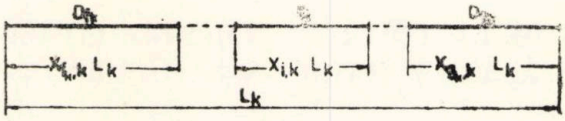


Fig. 1. — Les secteurs d'un tronçon.

Le coût du pompage d'eau est donné par

$$C_p = BQ_{SPP}x_0, \tag{4}$$

où : B est le coût annuel du pompage d'eau à la hauteur d'un mètre ; Q_{SPP} — le débit de la station de pompage ; x_0 — la hauteur de pompage nécessaire.

En tenant compte des relations (2) ... (4) et en notant

$$S_{i,k}=c_i L_k \tag{5}$$

la fonction objectif (1), à minimiser, devient

$$C_a=\sum_{k=1}^{N}\sum_{i=f_k}^{g_k} S_{i,k}x_{i,k}+BQ_{SPP}x_0=\min, \tag{6}$$

où les inconnues sont les variables $x_{i,k}$, $(k=1,\dots, N\ ;\ i=f_k,\dots, g_k)$ et x_0. En admettant que BQ_{SPP} est constant sur le domaine probable de variation de x_0, la fonction C_a est linéaire.

Les contraintes du système sont données ci-dessous :

a) La somme des longueurs des secteurs d'un même tronçon doit être égale ou supérieure à la longueur du tronçon considéré, soit :

$$\sum_{i=f_k}^{g_k} x_{i,k}\geqslant 1,\ (k=1,\dots,N). \tag{7}$$

b) À chaque noeud du réseau où l'on doit fournir un débit, il est nécessaire à disposer d'une pression supérieure ou égale à celle minimum demandée par les conditions d'exploatation, soit (Fig. 2) :

$$x_0-\sum_{k_0=1}^{M}\sum_{i=}^{g_k} x_{i,k}L_{k_0}J_{i,k_0}\geqslant H_{s\text{noeud}}+z_{\text{noeud}}-z_{SPP}, \tag{8}$$

où : M est le nombre des tronçons situés sur le trajet station de pompage—noeud considéré ; $H_{s\text{noeud}}$ — la pression minimum nécessaire au noeud considéré ; z_{noeud} la cote du terrain au noeud considéré ; z_{SPP} — la

cote du niveau d'eau dans le bassin d'aspiration de la station de pompage ; J_{i,k_0} — la perte de charge par mètre linéaire sur le secteur de diamètre D_i du tronçon k_0.

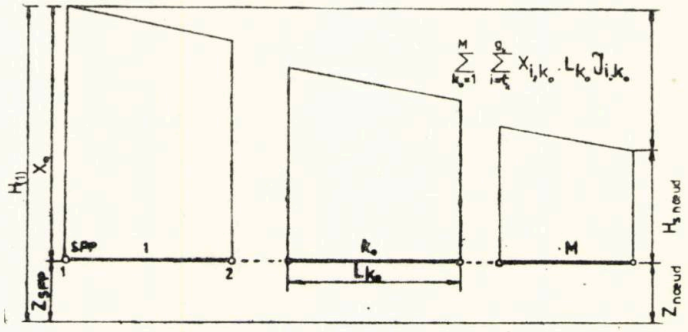


Fig. 2. — Schéma d'un trajet station de pompage—noeud.

Dans ces conditions le système à optimiser a comme fonction objectif celle définie par (6) et comme contraintes les inégalités definies par (7) et (8). Les inconnues du système sont les variables $x_{i,k}$, dont le nombre est $\sum_{k=1}^{N}(g_k - f_k + 1)$ et la variable x_0.

3. Technique d'optimisation et le programme ordinateur

On observe que les relations (6) ... (8) sont linéaires par rappor. aux inconnues, compte tenu de l'hypothèse qu'on a fait concernant BQ_{SPP}. Par conséquent, afin de minimiser la fonction (6) on peut utiliser l'algorithme simplex dual. Nous avons choisi la méthode de L a n d et D o i g basée sur cet algorithme [1] qui permet, si nécessaire, d'imposer à certaines variables la contrainte d'être entières, donc d'avoir un diamètre unique sur certains tronçons. Pour effectuer les calculs sur ordinateur on a réalisé le programme ordinateur DORRPL, basé sur l'algorithme MINT de la bibliothèque IBM 360/365.

4. Exemple de calcul des dimensions par la méthode proposée

Soit à calculer les dimensions du réseau de distribution d'eau représenté dans la Fig. 3, dont on connait : les longueurs L et les débits Q de chaque tronçon, les cotes du terrain au noeuds et à la station de pompage, ainsi que la pression minimum nécessaire, égale à 50 m colonne d'eau. La série des diamètres standardisés, les pertes de charges et les coûts des tuyaux sont donnés dans le Tableau 1. Le système à optimiser contient 56 inconnues et 21 contraintes. En utilisant le programme DORRPL, roulé sur un ordinateur FELIX C-256, on a obtenu les résultats suivants : $x_{5,1} = 1{,}00$; $x_{3,2} = 1{,}00$; $x_{3,3} = 1{,}00$; $x_{2,5} = 1{,}00$; $x_{2,11} = 1{,}00$; $x_{1,3} = 1{,}00$; $x_{1,4} = 1{,}00$; $x_{1,6} = 0{,}195$; $x_{2,6} = 0{,}805$; $x_{1,7} = 0{,}177$; $x_{2,7} = 0{,}823$;

Tableau 1

Pertes de charge et coût de la canalisation par tronçons et par diamètres normalisés

Tronçons	Pertes de charge par tronçons, [m]							Coût de la canalisation, par tronçons, [lei]						
	Diamètres normalisés, D_i, [mm]							Diamètres normalisés, D_i, [mm]						
	D_1	D_2	D_3	D_4	D_5	D_6	D_7	D_1	D_2	D_3	D_4	D_5	D_6	D_7
	100	150	200	250	300	400	600	100	150	200	250	300	400	600
1			55,80	21,204	7,812	2,0646	0,279			16 097,30	21 214,27	26 649,54	38 330,68	64 313,33
2 et *8*		28,80	9,216	2,592	1,0368	0,2707			5 859,76	8 308,28	10 949,30	13 754,60	19 783,57	
5 et *11*		20,16	4,262	0,65	0,6336				11 719,29	16 616,5	21 898,61	27 509,20		
3, 4, 6, 7, 9, 10, 12 et *13*	32,4	4,860	1,080	0,378				6 839,75	10 986,84	15 578,03	20 529,94			

$x_{1,9} = 1{,}00$; $x_{1,10} = 1{,}00$; $x_{1,12} = 0{,}286$; $x_{2,12} = 0{,}714$; $x_{1,13} = 0{,}341$; $x_{2,13} = 0{,}659$ et $x_0 = 99{,}9$, [m]. Les longueurs qui correspondent aux diamètres normalisés optima sont marquées dans la Fig. 3 Le nombre d'iterations dans le calcul d'optimisation : 27. Le temps ordinateur de calcul : 28 sec.

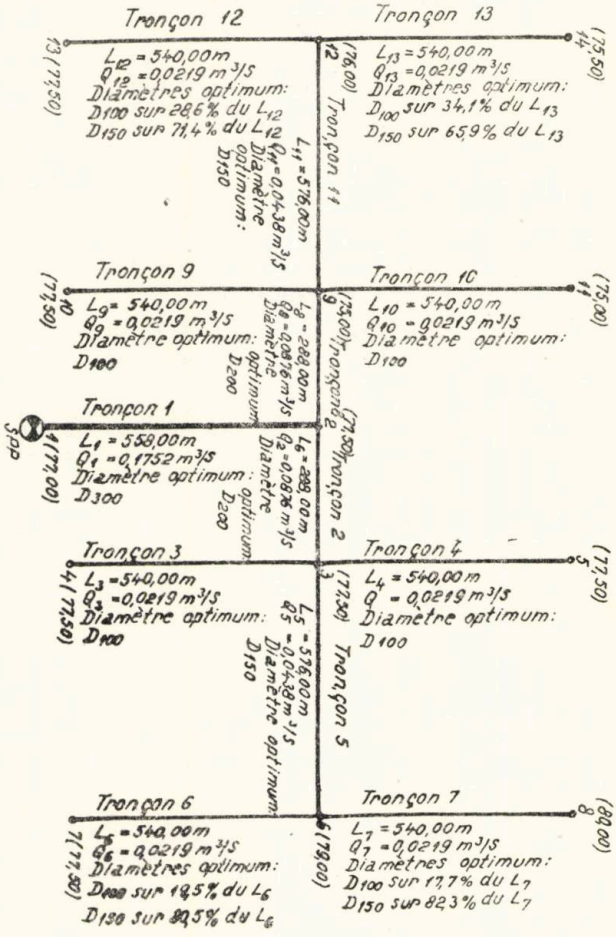


Fig. 3. — Schéma du réseau.

5. Conclusions

La méthodologie de calcul d'optimisation proposée présente l'avantage de fournir directement les diamètres normalisés de la solution optimum. Le temps ordinateur de calcul este très reduit (28 s dans notre exemple). Il n'y a aucune restriction quant à la configuration du réseau ramifié, des cotes de terrain, le nombre des diamètres de la série standardisé. La frag-

mentation des tronçons en secteurs qu'il en résulte lors du calcul d'optimisation conduit à un *minimum minimorum* possible de la fonction objectif.

Reçue le 7 avril 1981

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Hydraulique et de Hydroaméliorations
et
Chaire de Lutte contre l'érosion du sol, Pédologie et Topographie

BIBLIOGRAPHIE

1. Land A. H., Doig A. G., *An Automatic Method of Solving Discrete Programming Problems.* Econometrica, 28, 497—520 (1960).

OPTIMIZAREA REPARTIZĂRII DIAMETRELOR STANDARDIZATE ÎN REŢELELE RAMIFICATE DE DISTRIBUŢIA APEI

(Rezumat)

Se prezintă o metodologie de calcul a diametrelor optime standardizate într-o reţea ramificată de distribuţia apei bazată pe folosirea programării liniare. Metoda prezintă avantajul determinării directe a diametrelor standardizate în soluţia optimă, un timp de calcul ordinator redus (28 sec. în cazul exemplului din fig. 3), fără a fi necesare restricţii cu privire la numărul diametrelor din seria standardizată, orografia terenului sau configuraţia reţelei.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC IAȘI
Tomul XXVII (XXXI), fasc. 1—4, 1981
Secția VI
ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

D. C. 627.1

COMPARISON OF TWO FLOOD ROUTING METHODS ON THE RIVER BÎRLAD, IN REACH VASLUI—BÎRLAD

BY

EMANOIL BĂRSAN and CONSTANȚA BĂRSAN

1. Introduction

The mathematical flood routing models in channels may be classified in process type models, called hydraulic models or complete dynamic models and models using a system approach, commonly known as hydrologic models.

A long the years, different models from both groups have separately developed, each of them having specific characteristics that made them adequate for different applications in practice.

As result of computer development and numerical techniques of calculation, the process type models have continuously improved, being used in a large number of situations for flood routing in the channel. They ask for a long enough calculation time, restricting from this point of view the efficiency of these models in practice.

On the other hand, simplified models give results with a reduced accuracy but with considerable less expences, there applicability depending on the detailed characteristics of the model and the propre applicabilities.

2. Complete (Dynamic) Models

The basis of the complete models are the Saint Venant equations, which for gradually varied, unsteady open channel flow, may be written as:

$$B\frac{\partial y}{\partial t}+\frac{\partial(Av)}{\partial x}-q=0 \tag{1}$$

and

$$\frac{1}{g}\cdot\frac{\partial v}{\partial t}+\frac{v}{g}\cdot\frac{\partial v}{\partial x}+\frac{\partial y}{\partial x}+j-i+\frac{q}{gA}(v-u_x)=0, \tag{2}$$

in which: t — time; x — distance along the channel; y, v, A and B — depth, velocity, cross sectional area and surface width of flow respectively; g — gravity acceleration; q — lateral inflow per unit length; u_x — x component of the velocity of lateral inflow; j — friction slope; i — bedslope.

Eq. (1) (the continuity equation) describes the conservation of mass. Eq. (2) expresses the conservation of momentum (kinetic energy). The terms from left to right from this equation are respectively dimensionless measures of the local and convective acceleration, the pressure, frictional and gravity forces and the acceleration of the lateral inflow. This nonlinear system of equations has no known analytical solution but may be solved numericaly, given one initial and two boundary conditions [2].

For example for UNDA81 programme, initial condition of calculation is a steady state situation. The two boundary conditions are: hydrograph of discharges at inlet and outlet sections and rating curve at outlet section.

An alternative from of Eqs. (1) and (2) are the characteristic equations, a characteristic being a curve expressing the propagation of flow disturbance in the $x-t$ plane.

Numerical methods convert Eqs. (1) and (2) into algebraic equations with finite difference that may be solved for y and v at finite incremental values of x and t.

Available methods which may be utilised can be grouped into four following categories:

1. Finite differences schemes that solve the characteristics equations for y and v at x, t values defined by the characteristic grid.

2. Explicit finite differences schemes for the characteristic equations using a rectangular x, t grid.

3. Explicit finite differences schemes for the original equations using a rectangular grid.

4. Implicit finite differences schemes for the original equations using a rectangular grid.

Explicit schemes use explicit equations for y and v at a given x, t point, while implicit schemes use sets of simultaneous equations to find y and v at several x values simultaneously for a given t value.

For each category mathematical models have been developed to a level satisfying the accuracy requirements of most stream flow routing applications. The models using a characteristic grid (1st category), although suited to a wide range of unsteady flow problems, require a large amount of interpolation and demands a large time of calculation. Programming simplicity tends to favor the explicit schemes 2 and 3, but in these models the size of the time step, Δt, is limited by the Courant stability condition to

$$\Delta t \leqslant \frac{\Delta x}{v+\sqrt{gy}}. \tag{3}$$

Implicit models (4th category) are not subject to this stability condition. For routing computations of slowly varying floods in natural rivers with typical durations of several days, implicit models are the most efficient.

3. Approximate (Simplified) Models

All flood routing models use the equation of continuity (1) in a similar manner. Different groups of models may be distinguished according to the number of terms considered in the kinetic energy equation (2).

These methods, that retain all the terms, are called complete dynamic models; there have been examined in the previous paragraph. They are great consumers of calculating time and they do not guarantee accurate modelling because they are based on the assumptions made in the formulat-

ion of the Saint Venant equations. For practical applications of those models at natural channel it is necessary to consider long reaches and regarding the effects of channel irregularities as being included in the empirical roughness coefficient.

In these conditions it has been found that the acceleration terms are to several orders of magnitude smaller than i. In consequence, as a simplification, the acceleration terms may be neglected. The models which neglect these terms are called approximate dynamic models, diffusion analogy models, or kinematic models for dynamic effects depending upon the form in which the equations are expressed.

Adoption of long calculus reaches reduces most the magnitude of the channel irregularity effect on the pressure force term, $\partial y/\partial x$. The term of pressure force may be of i order (for flate channel and for steeply rising hydrograph) or may have the values smaller than i. In the first aproximation may be neglected. This leads to the simplest form of the momentum equation :

$$j=i, \tag{4}$$

which forms the basis of the kinetic wave models and it is examined, of a large class of models that will be called kinematic models, as will be Muskingum – Cunge method.

To study flood routing in natural channelit is necessary to know rating curve both for the steady state flow and for the unsteady flow.

Also, for flood routing calculation with same approximate models it is very important to find out the relation discharge – cross-sectional area, that is $Q=f(A)$. It is set out from Chézy relation :

$$Q=CAR^m\sqrt{j}, \tag{5}$$

in which : C – resistence coefficient ; R – hydraulic radius ; m – empirical exponent ; j – hydraulic slope.

For unsteady flow j varies with the flow wave slope and the flow depth.

For steady uniform flow, or normal flow, Q_n. i.e. when eq. (4) is satisfied, Q is a function of depth alone, namely,

$$Q=Q_n=CAR^m\sqrt{i}=f(y). \tag{6}$$

For steady flow in irregular channel, i, from relation (6) may be interpretated as a friction slope or energy gradient at some reference discharges

Substituting in relation (5) CAR^m from relation (6) and j from (2) and neglecting the effect of lateral inflow it is obtained a form of the momentum equation that is a general expression for looped rating curve :

$$Q=Q_n\sqrt{1-\frac{1}{i}\cdot\frac{\partial y}{\partial x}-\frac{v}{ig}\cdot\frac{\partial v}{\partial x}-\frac{1}{ig}\cdot\frac{\partial v}{\partial t}} \tag{7}$$

kinematic wave
diffusion analogy
complete dinamic wave

In Eq. (7) there are shown the terms that give the approximation of the kinematic wave and diffusion analogy.

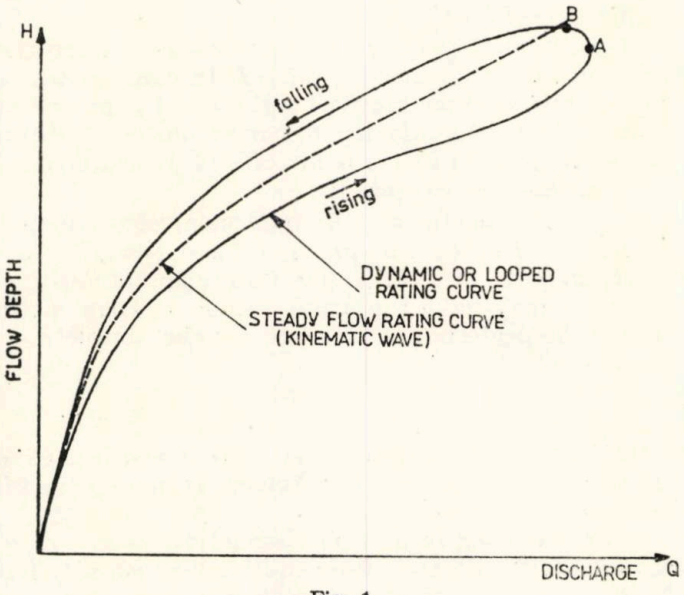


Fig. 1

The looped rating curve is depicted in Fig. 1 in which A and B represent maximum discharge and maximum depth. The width of this loop and therefore the order of accuracy achieved by approximate methods depend on the magnitude of secondary terms from relation (7).

4. Application on the River Bîrlad, the Reach Vaslui—Bîrlad

For practical application it will be compared:

1. A complete model — UNDA81 programe that does numerical integration of Saint Venant equation system after a rectangular grid in $x-t$ plane in implicite scheme with equation linearising using Cunge and Wegner algorithm, elaborated by ISPGA Bucharest [2].

2. An approximate model based on the Muskingum — Cunge method with variable coefficients, presented in [4].

The reach river taken for application is comprised between gauging stations Vaslui and Bîrlad ($x=75$ km).

The initial elements are the following.

1° For UNDA81 programme: a) cross section at staff, river Bîrlad, gauging station Vaslui [3]; b) cross section at staff, river Bîrlad, gauging station Bîrlad [3], c) 37 intermediary sections appropiate chosen; d) boundary conditions: Vaslui hydrograph and rating curve at Bîrlad [3].

2° For Muskingum — Cunge method: a) the hydrograph routing results on the same reach of river, at the same time step and with the same geometrical elements for the boundary sections, given in the Table 1,

Table 1

Comparison of Methods

Time 3 hrs,	Hydrograph Vaslui measured	Hydrograph Birlad			
		Muskingum-Cunge method	UNDA81	UNDA81	UNDA81
			Minor stream bed		
			$n=0.025$	$n=0.020$	$n=0.015$
			Major stream bed		
			$n=0.040$	$n=0.030$	$n=0.025$
0	26.4	14	26.4	26.4	26.4
1	30.0	12.09	26.4	26.3	26.4
2	36	12.09	26.1	26.1	26.2
3	46	29.79	25.8	25.4	26.7
4	70	0.96	23.6	23.0	25.6
5	84	6.7	29.5	27.0	25.1
6	89	22.0	27.6	27.7	41.1
7	106	25.5	28.1	30.5	42.0
8	166	6.2	30.3	36.0	53.1
9	224	6.8	36.3	48.9	70.0
10	254	43.8	48.9	75.1	88.6
11	270	107.5	67.0	92.9	112.7
12	252	174.8	88.8	119.1	154.1
13	212	226.7	116.3	153.5	206.2
14	180	*239.3*	148.6	200.1	236.6
15	154	232.2	187.4	223.5	247.9
16	130	215.2	208.2	*235.3*	*236.6*
17	111	192.9	*219.0*	226.3	217.3
18	96	171.6	214.2	213.8	189.9
19	88	150.3	205.9	191.8	164.0
20	78	135.8	190.4	171.5	138.7
21	70	119.56	174.9	148.5	120.0
22	63	105.96	156.4	127.5	130.9
23	54	97.1	138.6	111.8	64.35
24	50	85.42	122.9	96.3	82.2
25	48	75.3	107.8	85.6	74.0
26	46	68,0	93,7	76.3	67.5
27	46	60.94	82.9	68.5	60.6
28	44	57.75	72.8	61.4	54.9
29	43	54.16	65.3	56.3	51.2
30	40	52.71	58.7	51.6	48.2
31	38	49.99	53.9	49.0	46.6
32	36	43.37	50.0	47.0	45.7
33	34	44.95	48.0	46.0	44.2
34	34	41.36	46.1	44.3	42.5
35	32	40.73	44.7	42.5	40.6
36	32	38.33	42.9	40.7	38.6
37	31	38.06	41.2	38.7	36.7
38	30	37.68	39.1	37.0	35.2
39	29	37.2	37.6	35.5	34.3
40	28	36.63	35.9	34.5	33.1
41	28	35.2	34.9	33.4	32.3
42	26	34.61	33.5	32.5	31.5
43	26	32.61	32.9	31.5	30.7
44	26	32.25	31.8	30.9	29.9
45	26	28.93	31.1	29.0	29.0
46	25	28.91	29.79	29.1	28.1
47	24	27.87	29.4	28.3	27.4
48	23	27.12	28.4	27.6	26.7
49	22	26.27	27.7	26.8	26.1
50	22	24.76	27.0	26.4	25.8
51	22	23.86	26.5	25.9	25.5
52	20	24.54	26.0	25.6	24.8
53	18	24.35	25.8	24.8	24.0
54	16	23.53	25.8	24.8	24.0

From the studied variants for UNDA81 programme the following three have been chosen :

1. $n=0.025$ — minor stream bed ; $n=0.040$ — major stream bed ;
2. $n=0.020$ — minor stream bed ; $n=0.030$ — major stream bed ;
3. $n=0.015$ — minor stream bed ; $n=0.025$ — major stream bed.

From the Table 1, which contain the obtained data of the reach Vaslui — Bîrlad on the river Bîrlad, it is seen that the Muskingum-Cunge method would correspond to the used model in UNDA81 programme for a roughness coefficient comprised between 0.015...0.020 for minor stream bed and 0.025...0.030 for major stream bed. The time flood routing from Vaslui to Bîrlad on the river Bîrlad is of 9 hours, while for the cases 2 and 3 of the UNDA81 programme is of 15 respectively 12 hours.

It is seen from here that the Muskingum-Cunge method gives a speed of flood wave that surpasses to 40% the average velocity of cases 2 and 3.

5. Conclusions

1. If is admitted that roughness coefficient values comprised between 0.015...0.030 correspond to the river Bîrlad situation [5], the Muskingum —Cunge method presented in [4] may be taken as a simplified method for flood routing calculation on the reach Vaslui—Bîrlad.

2. The results obtained with the Muskingum—Cunge method in conditions from point 1, compared with those obtained by using UNDA81 programme for maximum discharges differ a little, being of the same degree of magnitude.

Table 2

Maximum Heights of the Free Surface

Nr.	Utilisated method	Vaslui	Bîrlad
1	Muskingum — Cunge method	97.28	64.28
2	UNDA81 ($n=0.025$ ... 0.040)	98.35	65.00
3	UNDA81 ($n=0.020$ ... 0.030)	97.68	65.08
4	UNDA81 ($n=0.015$ ... 0.025)	97.21	65.14

3. The time of flood routing between the two cross-section is reduced with 25...40% by using Muskingum—Cunge method in comrison with UNDA81 programme what is in the sense of flood prevention actions.

4. The calculation time for the Muskingum—Cunge method represent 1/5 from the necessary time for UNDA81 programme.

5. The Muskingum—Cunge method may be used for the operative activity after it has been initially compared with an exact method (for example that given by UNDA81 programme).

Received, February, 19 1981

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Hydrotechnical Constructions

REFERENCES

1. Cioc D., *Hidraulica*, EDP, Buc., 1975.
2. Amaftiesei R., *Instrucțiuni exploatare program UNDA81*. I.S.P.G.A., Buc., 1977.
3. Bârsan Em., *Posibilități de determinare a coeficienților de calcul a propagării viiturilor în albii prin metode simplificate, pe baza caracteristicilor hidraulice și morfometrice ale albiilor*. Contract nr. *13 215*, 1979, I.S.P.G.A., Buc.
4. Bârsan Em., *Aplicarea metodei Muskingum-Cunge la determinarea parametrilor de calcul a propagării viiturii pe rîul Bîrlad, în sectorul Vaslui—Bîrlad*. Bul. Inst. polit., Iași, XXVI(XXX), *1—4*, s. VI (1980).
5. Certousov M. D., *Hidraulica*, (transl. from Russian), Ed. Tehn., Buc., 1966.
6. Weinmann E., Laurenson E. M., *Approximate Flood Routing Methods: A Review*. J. of the Hydr. Div., ASCE, 105, *HY 12* (1979).

COMPARAREA A DOUĂ METODE DE PROPAGARE A VIITURII PE RÎUL BÎRLAD, SECTORUL VASLUI—BÎRLAD

(Rezumat)

Modelele matematice de propagare a viiturii în albii se clasifică în modele de tip proces, denumite modele hidraulice și modele folosind conceptul de sistem, cunoscute în mod obișnuit ca modele hidrologice.

Ca urmare a dezvoltării calculatoarelor electronice și a tehnicilor numerice de calcul, modelele de tip proces s-au perfecționat continuu, utilizîndu-se într-un mare număr de situații pentru studiul propagării viiturii în albii. Ele necesită un timp de calcul destul de mare, restrîngînd din acest punct de vedere eficacitatea acestor modele în practică.

Pe de altă parte modelele simplificate conduc la rezultate cu o exactitate mai redusă, dar cu cheltueli considerabil mai mici, aplicabilitatea lor depinzînd de caracteristicile detailate ale modelului și ale aplicațiilor specifice.

Din cele două categorii s-au comparat:

1. Un model hidraulic—programul UNDA81, care realizează integrarea numerică a sistemului de ecuații Saint Venant după o rețea dreptunghiulară în planul x—t, în schemă implicită, cu liniarizarea ecuațiilor, folosind algoritmul lui Cunge și Wegner elaborat de I.S.P.G.A., București [2].

2. Un model simplificat — metoda Muskingum — Cunge cu coeficienți variabili [4].

Sectorul de rîu luat în considerare pentru compararea celor două metode este cuprins între posturile hidrometrice Vaslui și Bîrlad ($x = 75$ km).

Pentru rugozitățile sectorului Vaslui—Bîrlad cuprinse între 0,015...0,030 (tabelul 1), metoda Muskingum — Cunge poate fi admisă drept o metodă simplificată pentru calculul propagării viiturii pe rîul Bîrlad, sectorul Vaslui—Bîrlad.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC IAŞI
Tomul XXVII (XXXI), fasc. 1—4, 1981
Secţia VI
ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 627.8; 6271

ÉLÉMENTS PRÉFABRIQUÉS DE TYPE „DELTA" POUR LES STRUCTURES DES BARRAGES EN ARC UTILISÉS DANS L'AMENAGEMENT DES TORRENTS

PAR

V. BĂLOIU, ADRIAN PRICOP et N. POPOVICI

1. Introduction

Dans cette Note on présente une partie des résultats obtenus lors d'une étude plus large concernant la conception des éléments préfabriqués en béton pour la réalisation des barrages utilisés dans l'aménagement des torrents du territoire agricole, étude effectuée par nous au bénéfice de l'Institut d'Études et Projets d'Améliorations Foncières (I.S.P.I.F.) de Bucarest. Nous avons poursuivi la conception des éléments préfabriqués de forme assez simple afin de faciliter leur exécution dans les conditions des chantiers d'améliorations foncières et une mise en oeuvre facile des éléments.

Les éléments préfabriqués de type „delta" (Fig. 1 *d*) sont utilisés pour réaliser la structure de résistance des barrage en arc cylindriques à plusieurs voûtes (Fig. 1 *a*, *b* et *c*). Les caractéristiques d'un élément de type „delta" sont (Fig. 1 *d*) : épaisseur en plan horizontal — 0,37 m ; épaisseur en plan vertical — 0,35 m ; la petite base — 0,30 m ; la grande base — 0,35 m ; le poids — 79,365 kg ; le volume — 0,036 m^3 ; matériel de construction — béton simple B 200. Le domaine d'application est : hauteur du barrage $Y=2{,}0$ m avec la corde de l'arc jusqu'à 5 m ; pour $Y=3$ m, ouverture de l'arc jusqu'a 4,5 m ; pour $Y=4...5$ m, ouverture de l'arc jusqu'à 4 m.

2. Calcul et typisation des éléments préfabriqués

Entre deux contreforts la structure a, en plan, la forme d'un arc de cercle ayant l'angle au centre de 120°, choisi par nous. Comme charge maximum, p, uniformément repartie en plan horizontal, actionnant contre la structure, on considère la pression hydrostatique de l'eau et la poussée des alluvions immergées,

$$p=(Y+h)\,\gamma_a+k_a\gamma_{ps}Y,\ [\text{tf/ml}], \tag{1}$$

où : Y — hauteur du barrage, [m] ; h — charge hydraulique sur déversoire [m] ; $\gamma_a=1{,}0$ tf/m^3 — poids volumétrique de l'eau, ; $k_a=\text{tg}^2(45°-\varphi/2)^2$,

— coefficient de poussée, où φ est l'angle de frottement des alluvions ; pour $\varphi=20°$, $k_a=0{,}49$; $\gamma_{ps}=(\gamma_s-\gamma_a)\,(1-n)$, [tf/m] — densité aparente des alluvions immergées, où γ_s — densité spécifique des alluvions, [tf/m^3] et n — la porosité.

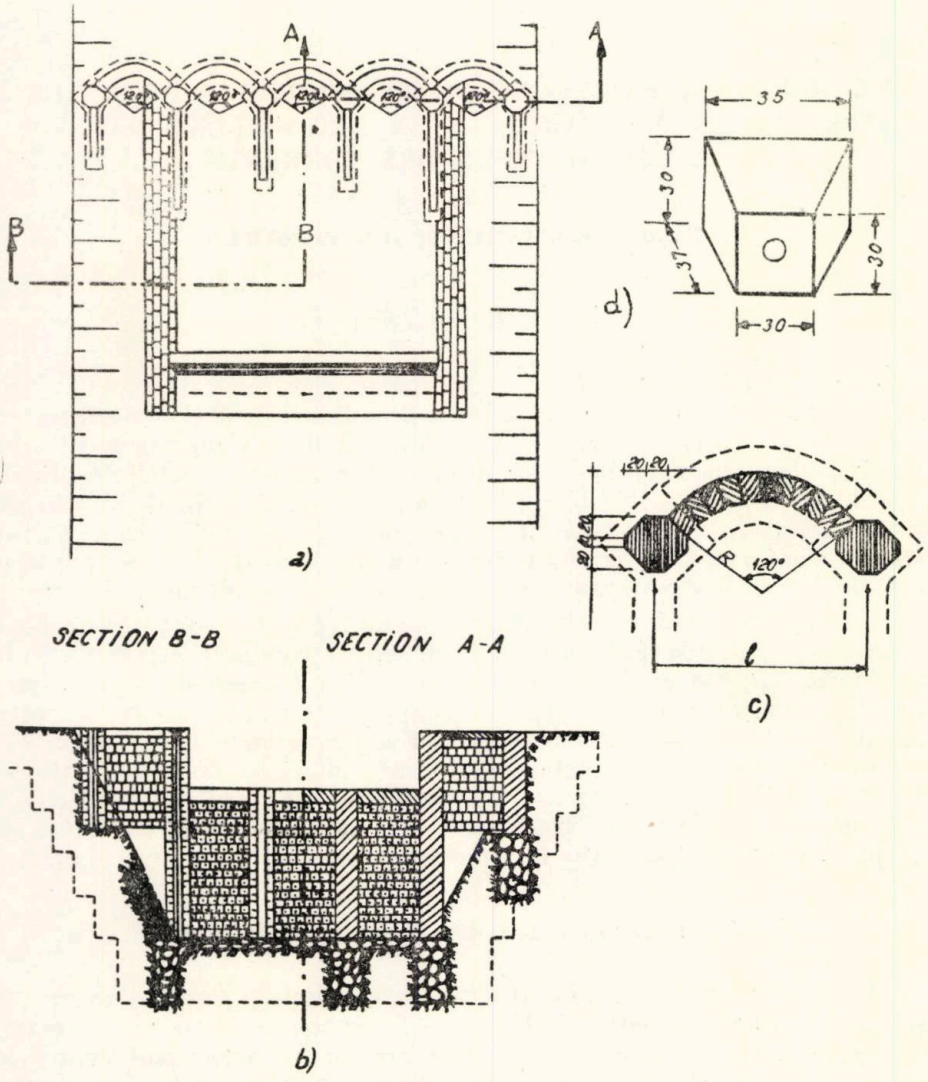


Fig. 1. — *a* — Barrage en arc, vue en plan ; *b* — vue en face ; *c* — détail ; *d* — élément de type „delta".

Pour $\gamma_s=2{,}65$ tf/m^3 et $n=0{,}40$, $\gamma_{ps}\approx 1{,}0$ tf/m^3. Pour les valeurs considérées ci-dessus et pour $h=1{,}6$ m, on obtient:

(2) $$p=1{,}49\ Y+1{,}6\ [\text{tf/m}]\,.$$

En considérant la structure sur 1 m hauteur à partir de la base comme une poutre uniformément chargée par p, on a effectué les calculs en quatre hypothèses différentes, à sàvoir :

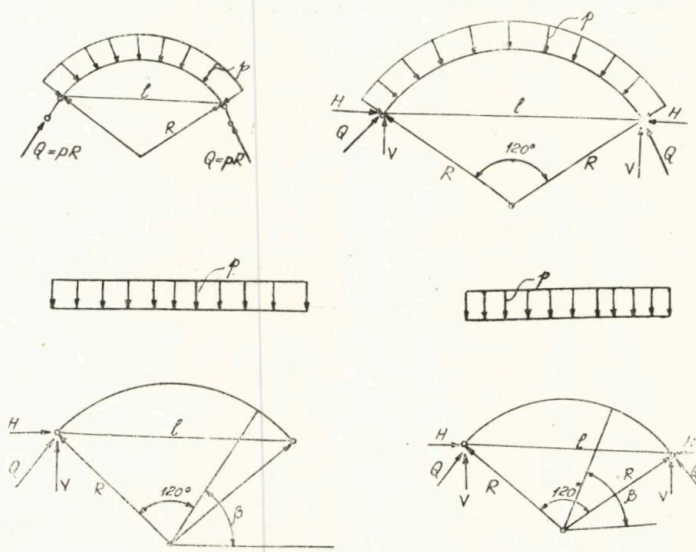


Fig. 2. — *a* — Schéma de calcul — I-ére hypothese ; *b* — schéma de calcul — II-éme hypothèse; *c*) schéma de calcul — III-éme hypothèse; *d*) — schéma de calcul — IV-éme hypothèse

a) *I-ère hypothèse* (Fig. 2 *a*): poutre à deux appuis soumise à la contrainte de compression par

(3) $$Q=pR,\ [\text{tf}]\,,$$

où R est le rayon de l'arc de cercle, [m]. Dans ce cas

(4) $$d\geqslant\frac{pR}{R_c}\,,\ [\text{m}],$$

où d est l'épaisseur en plan horizontal du barrage et R_c — le taux de compression du béton admis en calcul.

b) *II-ème hypothèse* (Fig. 2 *b*) : poutre à deux articulations chargée sur une direction perpendiculaire à l'arc. On a $Q=\sqrt{3}\,pl/2$, $V=pl/2$ et $H=\sqrt{3}\,pl/6$. La condition de résistance à la compression fournit

(5) $$d\geqslant\frac{\sqrt{3}\,pl}{2R_c}\,,\ [\text{m}].$$

La condition de résistance au cisaillement impose

(6) $$d \geqslant \frac{pl}{2R_f}, \text{ [m]},$$

où l est l'ouverture de la voûte, [m], et $R_f = 0{,}10\ R_c$.

c) *III-ème hypolhèse* (Fig. 2 *c*): poutre à deux articulations chargée par la pression p dans le sens du courant d'eau. On a

(7) $$V = \frac{pl}{2}, \text{ [tf]}; \quad H = 0{,}429\ pl, \text{ [tf]}.$$

Le moment fléchissant maximum est

$M_{max} = 0{,}0093 pl^2$, [tm] pour $\beta = 47°50'$ et $N_{max} = 0{,}538\ pl$, [tf].

En admettant un taux de tension $\sigma_i = -18$ tf/m^2, on doit avoir

(8) $$d \geqslant \frac{-N_{max} + \sqrt{N_{max}^2 + 432\, M_{max}}}{36}.$$

La résistance au cisaillement à la droite des poutres impose que l'inéga ité

(4) $$d \geqslant \frac{pl}{2R_f}.$$

soit satisfaite.

d) *IV-ème hypothèse* (Fig. 2 *d*): poutre à trois articulations chargée dans le sens du courant d'eau. On a dans ce cas :

(10) $$V = \frac{pl}{2}; \quad H = \frac{\sqrt{3}}{2} pl; \quad Q = \frac{\sqrt{7}}{4} pl$$

et

(11) $$M_{max} = 0{,}011 pl^2 \text{ pour } \beta = 48°40' \text{ et } N_{max} = 0{,}58 pl.$$

L'épaisseur d est calculée à l'aide des relations (8) et (9) en considérant M_{max} et N_{max} donnés par (11).

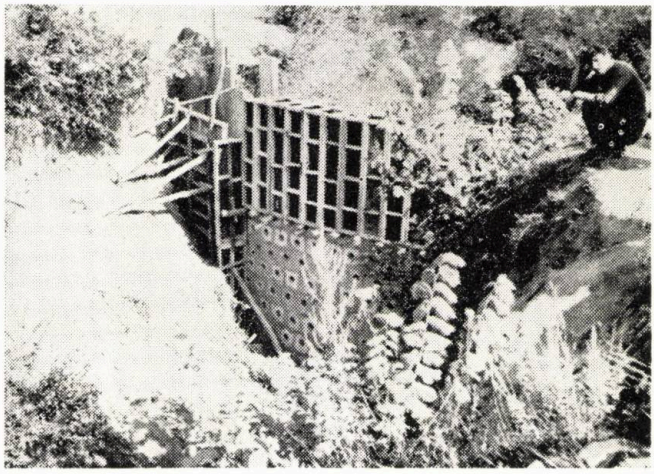
Les calculs effectués dans le domaine $Y = 2...8$ m avec $l = 2...18{,}5$ m ont montré que la quatrième hypothèse est celle qui donne les plus grandes valeurs de l'épaisseur d. Ces valeurs sont présentées dans le tableau 1. On observe que pour $Y = 2$ m avec $l \leqslant 5$ m, pour $Y = 3$ m avec $l \leqslant 4{,}5$ m et pour $Y = 4...8$ m avec $l \leqslant 4$ m, l'épaisseur qui résulte est $d \leqslant 0{,}37$ m. Par conséquent on a choisi $d = 0{,}37$ m comme épaisseur en plan horizontal de l'élément préfabriqué de type „delta".

Dans le périmètre Mogoșești-Jassy, B.h. Nicolina, a été déjà réalisé un barrage en éléments préfabriqués type „delta" (Fig. 3).

3. Conclusions

L'utilisation des éléments préfabriqués de type „delta" permet à réaliser des structures souples dans les domaines ci-dessous : $Y = 2$ m avec $l \leqslant 5$ m ; $Y = 3$ m avec $l \leqslant 4{,}5$ m et $Y = 4...8$ m avec $l \leqslant 4$ m. L'exécution

a



b

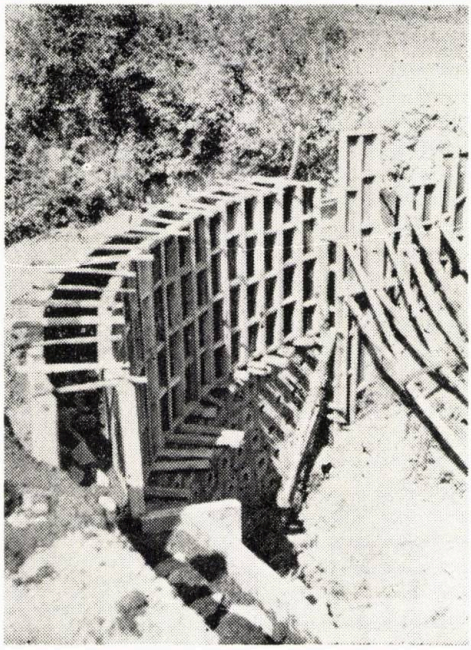


Fig. 3. — Mise en oeuvre d'un barrage en éléments préfabriqués de type „delta" dans le périmètre Mogoșești— Jassy.

Tableau 1

Valeurs d, [m], *calculées dans la IV-ème hypothèse*

Hauteur de l'ouvrage, *Y*, [m]	Ouverture de l'arc *l*, [m]															
	2,0	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6	6,5	8,5	10,5	12,5	14,5	16,5	18,5
2	0,15	0,18	0,22	0,26	0,30	0,34	0,37	0,41	0,45	0,49	0,64	0,79	0,94	1,09	1,24	1,39
3	0,16	0,20	0,24	0,28	0,32	0,36	0,40	0,44	0,48	0,52	0,68	0,84	1,00	1,17	1,33	1,49
4	0,17	0,21	0,25	0,29	0,33	0,38	0,42	0,46	0,50	0,55	0,71	0,88	1,05	1,22	1,39	1,56
5	0,17	0,22	0,26	0,30	0,35	0,39	0,43	0,48	0,52	0,57	0,74	0,92	1,09	1,27	1,44	1,62
6	0,18	0,22	0,27	0,31	0,36	0,40	0,45	0,49	0,54	0,58	0,76	0,94	1,12	1,30	1,48	1,66
7	0,18	0,23	0,27	0,32	0,36	0,41	0,46	0,50	0,55	0,59	0,78	0,96	1,15	1,33	1,51	1,70
8	0,18	0,23	0,28	0,32	0,37	0,42	0,46	0,51	0,56	0,61	0,79	0,98	1,17	1,35	1,54	1,73

Domaine : $d \leqslant 0{,}37$ m,

des ces éléments en chantiers permettra à réduire la quantité de ciment utilisée et la qualité des bétons pourra être mieux controlée. La main d'oeuvre nécessaire est moins nombreuse, la mise en oeuvre des éléments est facile et un rythme d'exécution plus rapide pourra être réalisé.

Reçue le 2 juin 1980

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Lutte contre l'érosion du sol,
Pédologie et Topographie

BIBLIOGRAPHIE

1. Ionescu V., Cuculas I., Popovici N., *Tipuri economice de construcţii din elemente prefabricate pentru amenajarea ravenelor şi torenţilor.* M.A.I.A.—D.I.F.C.A. Combaterea eroziunii de adîncime, 1977.
2. Zaider S., *Limitele de economicitate ale barajelor în arc cilindric la lucrări de combaterea eroziunii solului.* Communication présentée à la session scientifique jubiliaire de la faculté de Hydrotechnique, Inst. Polyt., Jassy, 1978.

ELEMENTE PREFABRICATE DE TIP „DELTA" PENTRU STRUCTURI DE BARAJE ÎN ARC FOLOSITE PENTRU AMENAJAREA TORENŢILOR

(Rezumat)

Se prezintă elementul prefabricat de tip „delta" pentru structurile de rezistenţă ale barajelor în arc cilindrice cu deschideri multiple. Este efectuat calculul acestui element în patru ipoteze, reţinînd grosimea de 0,37 m pentru o înălţime a lucrării de 2 m cu deschiderea pînă la 5 m, pentru o înălţime de 3 m cu deschiderea de 4,5 m maximum şi pentru înălţimi de la 4 la 8 m cu deschiderea arcului pînă la 4 m.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC IAŞI
Tomul XXVII (XXXI), fasc. 1—4, 1981
Secţia VI
ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 627.8; 627.1

OPTIMISATION PAR PROGRAMMATION NONLINÉAIRE DU CALCUL DE LA SECTION TRANSVERSALE DES BARRAGES À FONDATION ÉVASÉE UTILISÉS DANS L'AMÉNAGEMENT DES TORRENTS

PAR

ADRIAN PRICOP

1. La méthodologie actuelle du calcul des dimensions de la section transversale du barrage à fondation évasée

Les valeurs de Y et H_d (Fig. 1) étant connues lors de l'analyse du schéma d'aménagement du ravin, respectivement lors du calcul du déversoir, on donne une certaine valeur à a et on calcule λ en posant la condition

$$\sigma_{EE'} = R_t. \tag{1}$$

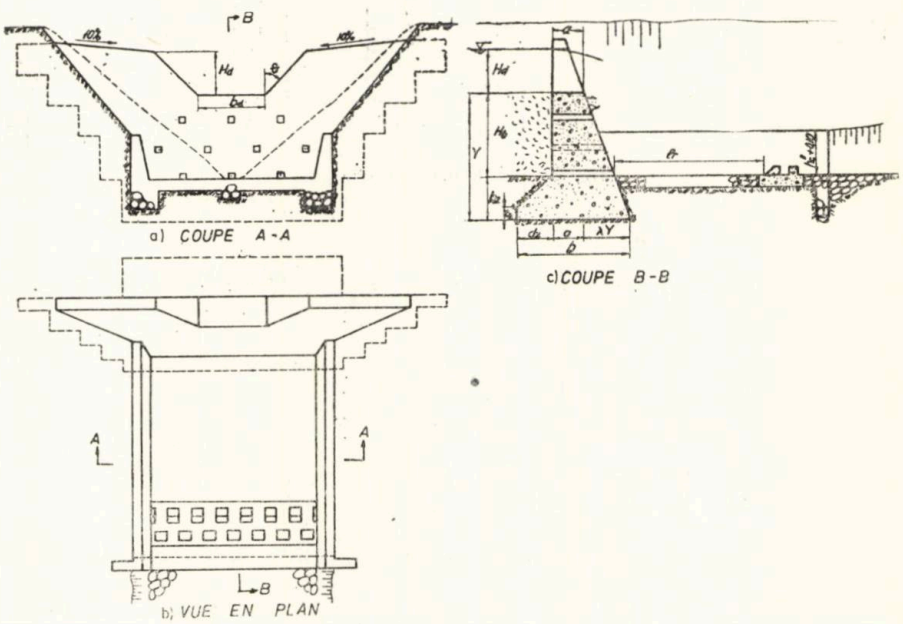


Fig. 1. — Barrage à fondation évasée (plan d'éxecution).

Ensuite on donne des valeurs à h_2 et à d_2 jusqu'à ce que $\sigma_{EE'} \geqslant R_t$ (R_t avec le signe minus), $k_r \geqslant 1{,}30$ et $\sigma_A \leqslant \sigma_{ac}$. Le calcul direct par cette méthode est laborieux, les tableaux de dimensions existantes ne couvrent pas suffisament le domaine de σ_{ac} et par surcroît la section transversale n'est pas la plus petite possible.

3. Le calcul des dimensions à l'aide de la programmation nonlinéaire

3.1. Schéma des charges

Soit le schéma des charges représenté dans la Fig. 2 ; contre le mur, sur la hauteur Y, actionnent la poussée des alluvions et la pression hydrostatique de l'eau :

$$(2)\qquad E_p = \frac{1}{2} k_a \gamma_{ps} Y^2, \ [\text{tf}], \qquad (3)\qquad E_a = \frac{\gamma_a (Y + H_d) + \gamma_a H_d}{2} Y, \ [\text{tf}].$$

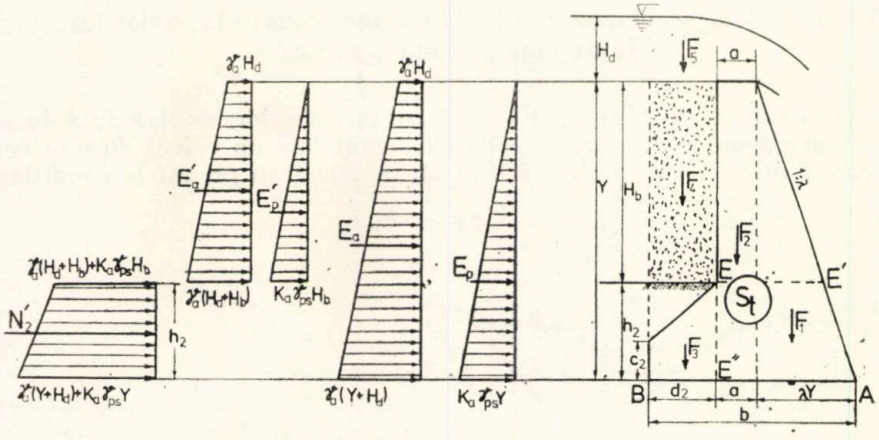


Fig. 2. — Schéma des charges.

Au niveau EE' on a

$$(4)\qquad E'_p = \frac{1}{2} k_a \gamma_{ps} H_b^2, \ [\text{tf}], \qquad (5)\qquad E'_a = \frac{\gamma_a (H_d + H_b) + \gamma_a H_d}{2} H_b, \ [\text{tf}],$$

avec

$$(6)\qquad H_b = Y - h_2, \ [\text{m}].$$

Contre la semelle actionne la force

$$(7)\qquad N'_2 = \frac{\gamma_a (H_d + H_b) + k_a \gamma_{ps} (H_b + Y) + \gamma_a (Y + H_d)}{2} h_2, \quad [\text{tf}].$$

Le barrage est également sollicité par son propre poids, soit les forces

$$(8)\quad F_1 = \frac{1}{2} \lambda Y^2 \gamma_z, \ [\text{tf}], \ (9)\quad F_2 = a Y \gamma_z, \ [\text{tf}], \ (10)\quad F_3 = \frac{h_2 + c_2}{2} d_2 \gamma_z, \ [\text{tf}],$$

par le poids de l'eau et des alluvions chargeant la console,

$$F_4=\frac{H_b+Y-c_2}{2}\,d_2\gamma_{pa}, \quad [\text{tf}], \tag{11}$$

où

$$\gamma_{pa}=\gamma_{ps}+\gamma_a, \quad [\text{tf/m}^3] \tag{12}$$

et par le poids de la lame d'eau déversante

$$F_5=d_2H_d\gamma_a, \quad [\text{tf}]. \tag{13}$$

3.2. Le système à optimiser attaché au problème du calcul des dimensions du barrage

Une fois connues les valeurs de Y, H_d, c_2, γ_{ps}, γ_a, γ_z et k_a il est nécessaire à déterminer a, λ, h_2 et d_2 pour lesquels

$$S_t=\min\left[\frac{1}{2}\lambda Y^2+aY+\frac{h_2+c_2}{2}\,d_2\right], \quad [\text{m}^2], \tag{14}$$

en satisfaisant en même temps les contraintes suivantes :

$$0{,}40\leqslant x_1=a\leqslant 1{,}00, \tag{15}$$

$$0{,}20\leqslant x_2=\lambda\leqslant 0{,}80, \tag{16}$$

$$0{,}80\leqslant x_3=h_2\leqslant 3{,}00, \tag{17}$$

$$0.20\leqslant x_4=d_2\leqslant 3{,}00, \tag{18}$$

$$R_t\leqslant x_5=\sigma_{EE'}\leqslant R_c, \tag{19}$$

où :

$$\sigma_{EE'}=\frac{\sum F_{v_0}}{b_0}\left(1{,}0-\frac{6e_0}{b_0}\right), \quad [\text{tf/m}^2], \tag{19.1}$$

avec

$$\sum F_{v_0}=\frac{1}{2}\,xH_b\gamma_z+aH_b\gamma_z, \quad [\text{tf}], \tag{19.2}$$

$$x=\lambda H_b, \quad [\text{m}], \tag{19.3}$$

$$b_0=a+x, \quad [\text{m}], \tag{19.4}$$

$$e_0=\frac{b_0}{2}-x_0=\frac{b_0}{2}-\frac{\sum M_{s0}-\sum M_{r0}}{\sum F_{v0}}, \quad [\text{m}], \tag{19.5}$$

$$\sum M_{s0}=\frac{1}{3}\,x^2H_b\gamma_z+aY\,\gamma_z\left(x+\frac{a}{2}\right), \quad [\text{tfm}], \tag{19.6}$$

$$\sum M_{r0}=\frac{1}{3}\,E'_pH_b+E'_af'_a, \tag{19.7}$$

$$f'_a=\frac{H_b[\gamma_a(H_d+H_b)+2\gamma_aH_d]}{3[\gamma_a(H_d+H_b)+\gamma_aH_d]}. \tag{19.8}$$

La contrainte (19) met en évidence que le taux de tension, $\sigma_{EE'}$, ne doit pas dépasser le taux admis, R_t.

De même

$$1{,}30\leqslant x_6=k_r, \tag{20}$$

où

$$k_r=\frac{\sum M_s}{\sum M_r}, \tag{20.1}$$

avec

$$\sum M_s = F_1 f_1 + F_2 f_2 + F_3 f_3 + F_4 f_4 + F_5 f_5\,, \quad [\text{tfm}], \tag{20.2}$$

$$\begin{cases} f_1 = \dfrac{2}{3}\lambda Y, \ [\text{m}], \ f_2 = \lambda Y + \dfrac{a}{2}, \ [\text{m}], \\ f_3 = \lambda Y + a + f_3', \ [\text{m}], \quad f_3' = \dfrac{(h_2+2c_2)d_2}{3(h_2+c_2)}, \quad [\text{m}], \\ f_4 = \lambda Y + a + f_4', \ [\text{m}], \ f_4' = \dfrac{[H_b+2(Y-c_2)]\,d_2}{3[H_b+Y-c_2]}, \ [\text{m}], \\ f_5 = \lambda Y + a + f_5', \ [\text{m}], \quad f_5' = \dfrac{d_2}{2}, \ [\text{m}], \end{cases} \tag{20.3}$$

$$\sum M_r = \frac{1}{3} E_p Y + E_a f_a', \quad [\text{tfm}], \tag{20.4}$$

avec

$$f_a' = \frac{Y[\gamma_a(Y+H_d)+2\gamma_a H_d]}{3[\gamma_a(Y+H_d)+\gamma_a H_d]}, \quad [\text{m}]. \tag{20.5}$$

La contrainte (20) exprime la condition de stabilité au renversement du barrage.

Toutefois doit être satisfaite la contrainte :

$$0{,}0 \leqslant x_7 = \sigma_A \leqslant \sigma_{ac} \tag{21}$$

où

$$\sigma_A = \begin{cases} \dfrac{\sum F_v}{b}\left(1{,}0 + \dfrac{6e}{b}\right) \text{ si } \sigma_B \geqslant 0{,}0\,; \\ \dfrac{2\sum F_v^2}{3(\sum M_s - \sum M_r)} \text{ si } \sigma_B \leqslant 0{,}0\,, \end{cases} \tag{21.1}$$

avec

$$\sigma_B = \frac{\sum F_v}{b}\left(1{,}0 - \frac{6e}{b}\right), \quad [\text{tf/m}^2]\,, \tag{21.2}$$

$$\sum F_v = F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5, \quad [\text{tf}], \tag{21.3}$$

$$b = \lambda Y + a + d_2, \quad [\text{m}], \tag{21.4}$$

$$e = \frac{b}{2} - \frac{\sum M_s - \sum M_r}{\sum F_v}, \quad [\text{m}]. \tag{21.5}$$

La contrainte (21) souligne que le taux de compression transmis au terrain de fondation ne doit pas dépasser la capacité portante de celui-ci, σ_{ac}.

Aux contraintes (15) ... (21) on doit encore ajouter :

$$R_t \leqslant x_8 = \sigma_{EE'} \leqslant R_c, \tag{22}$$

où

(22.1) $$\sigma_{EE''}=\frac{N'_2}{h_2}\left(1{,}0-\frac{6e'}{h_2}\right), \quad [\mathrm{tf/m^2}],$$

avec

(22.2) $$e'=\frac{h_2}{2}-\frac{\sum M'_s-\sum M'_r}{\sum F'_v}, \qquad (22.3) \quad \sum M'_s=N'_2 f'_N, \quad [\mathrm{tfm}],$$

(22.4) $$f'_N=\frac{h_2[\gamma_a(Y+3\,H_d+2\,H_b)+k_a\gamma_{ps}(Y+2\,H_b)]}{3[\gamma_a(Y+2\,H_d+H_b)+k_a\gamma_{ps}(Y+H_b)]},$$

(22.5) $$\sum M'_r=F_3 f'_3+F_4 f'_4+F_5 f'_5, \quad [\mathrm{tfm}].$$

La contrainte (22) impose que le taux de compression $\sigma_{EE''}$ soit inférieur ou égal à R_t.

Enfin

(23) $$0{,}0\leqslant x_9=h_2R_f-(F_3+F_4+F_5),$$

c'est-à-dire la section EE'' doit résister au cisaillement sous l'action des charges F_3, F_4 et F_5.

3.3. Algorithme d'optimisation

Pour minimiser la fonction nonlinéaire (14) des variables explicites $x_1=a$, $x_2=\lambda$, $x_3=h_2$ et $x_4=d_2$, soumise aux contraintes nonlinéaires (15) ... (23), on a utilisé l'algorithme Hill [1] élaboré par Yancey et Spear et basé sur l'algorithme de Rosenbrock [2].

3.4. Exemple de calcul des dimensions du barrage par la méthode proposée

Soit à dimensionner le barrage à fondation évasée en connaissant : $Y = 6{,}0$ m ; $H_d = 1{,}0$ m ; $\gamma_{ps} = 1{,}155$ tf/m³ ; $k_a\gamma_{ps} = 0{,}45$; $\gamma_z = 2{,}20$ tf/m³ ; $\gamma_a = 1{,}0$ tf/m³ ; $c_2 = 0{,}40$ m ; $R_t = -35{,}0$ tf/m² ; $R_c = 800{,}0$ tf/m² ; $R_f = 80$ tf/m² ; $\sigma_{ae} = 41{,}80$ tf/m². Le barrage sera construit en béton.

Les calculs ont été effectués à l'aide d'un ordinateur FELIX C-256 en utilisant le programme B2 écrit en FORTRAN. Pour les valeurs initiales $x_1 = a_i = 0{,}45$ m ; $x_2 = \lambda_i = 0{,}40$; $x_3 = h_{2i} = 1{,}27$ m ; $x_4 = d_{2i} = 1{,}25$ m. Après 100 stages d'optimisation on a obtenu : $S_t = 10{,}18244$ m² ; $x_1 = a = 0{,}40$ m ; $x_2 = \lambda = 0{,}373591$; $x_3 = h_2 = 1{,}269203$ m ; $x_4 = d_2 = 1{,}267015$ m ;

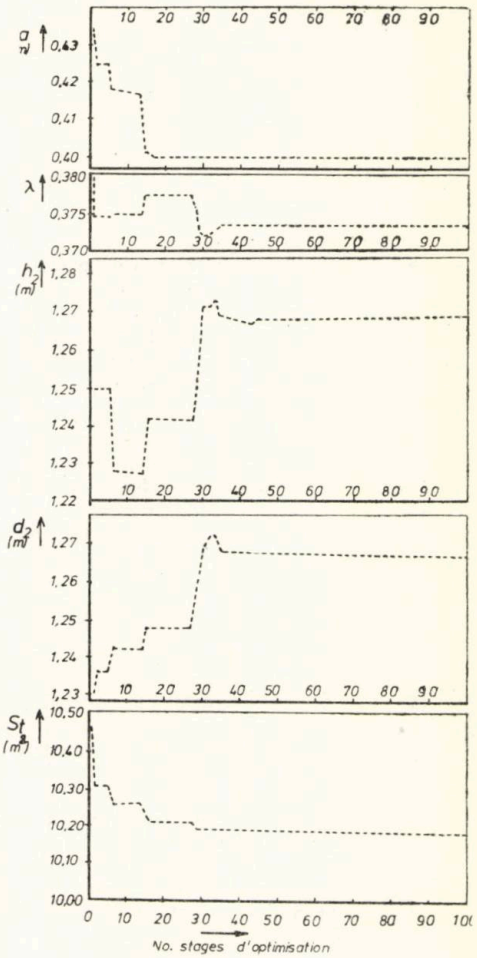


Fig. 3. — Variation des valeurs de la fonction à minimiser et des variables indépendentes au cours du calcul d'optimisation.

$x_5 = \sigma_{EE'} = -34{,}999$ tf/m^2 ; $x_6 = k_r = 1{,}324$; $x_7 = \sigma_A = 41{,}799$ tf/m^2 ; $x_8 = \sigma_{EE''} = -33{,}89$ tf/m^2 et $X_9 = 83{,}839$ tf. Au cours du calcul d'optimisation les variables indépendantes et la fonction objectif S_t ont pris les valeurs indiquées dans les diagrammes de la Fig. 3.

Par rapport à la valeur de la section transversale donnée par les tableaux de dimensions [3], égale à 11,13 m^2 (en considérant les mêmes hypothèses de calcul) la valeur trouvée par programmation nonlinéaire est de 1,05 m^2 plus petite, c'est-à-dire que l'économie de matériel est de 1,05 m^3 de béton par mètre linéaire de barrage, soit une diminution d'environ 1 000 m^3 béton pour la consommation annuelle en Roumanie.

4. Conclusions

Le calcul des dimensions de la section transversale des barrages à fondation évasée, utilisés dans l'aménagement des torrents, effectué à l'aide de la programmation nonlinéaire, conduit à une section transversale très proche de celle minimum possible, les contraintes de résistance et de stabilité du barrage en étant respectées. Le temps de calcul de l'ordinateur est relativement court (en total 98 secondes pour 4 547 evaluations de la fonction à minimiser). Il en résulte que des tableaux des dimensions calculées par cette méthode sont nécessaires et réalisables.

Notations

c — largeur à la crête du barrage, [m] ;
a_2 — hauteur de la semelle de fondation à l'extrémité amont de celle-ci, [m] ;
d_2 — longueur de la semelle de fondation, [m] ;
E_a — pression totale de l'eau contre le mur sur la hauteur Y, [tf] ;
E_p — poussée des alluvions contre le mur sur la hauteur Y, [tf] ;
E'_a — pression de l'eau contre le mur sur la hauteur H_b, [tf] ;
E'_p — poussée des alluvions contre le mur sur la hauteur H_b, [tf] ;
H_d — charge sur le déversoir, [m] ;
H_b — hauteur du corp du barrage, [m] ;
h_2 — hauteur de la semelle de fondation, [m] ;
k_a — coefficient de poussée des alluvions ;
k_r — coefficient de stabilité au renversement ;
N'_2 — poussée des alluvions et de l'eau contre la semelle de fondation sur la hauteur h_2, [tf] ;
R_c — taux de compression admissible, [tf/m^2] ;
R_f — taux de cisaillement admissible du matériel, [tf/m^2] ;
R_t — taux de tension admissible, [tf/m^2] ;
S_t — surface de la section transversale du barrage, [m^2] ;
Y — hauteur totale du barrage, [m] ;
γ_a — densité apparente de l'eau, [tf/m^3] ;
γ_{ps} — densité apparente de alluvions en suspension, [tf/m^3] ;
γ_z — densité apparente des matériaux dont le barrage est construit, [tf/m^3] ;
λ — fruit du parement aval ;
σ_A — taux de compression du terrain de fondation en A dû au chargement du barrage, [tf/m^2] ;
σ_{ac} — taux de compression admissible du terrain de fondation, [tf/m^2] ;
$\sigma_{EE'}$ — taux de tension en E dû à la compression excentrique de la surface EE', [tf/m^2] ;
$\sigma_{EE''}$ — taux de tension en E dû à la compression excentrique de la surface EE'', [tf/m^2].

Reçue le 2 juin 1980

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Lutte contre l'érosion du sol,
Pédologie et Topographie

BIBLIOGRAPHIE

1. Yancey C. B., Spear R. C., *Hill Algorithm.* Naval Weapons Center, California.
2. Rosenbrock H. H., *An Automatic Method for Finding the Greatest or Least Value of a Function.* Computer J., 3, 175—184 (1960).
3. Gaşpar R. et collab., *Baraje cu fundaţie evazată pentru amenajarea torenţilor.* Ed. Ceres, Buc., 1973.

OPTIMIZAREA PRIN PROGRAMARE NELINIARĂ A CALCULULUI SECŢIUNII TRANSVERSALE A BARAJELOR CU FUNDAŢIE EVAZATĂ FOLOSITE ÎN AMENAJAREA TORENŢILOR

(Rezumat)

Se prezintă o metodologie nouă de dimensionare a secţiunii transversale a barajelor cu fundaţie evazată, folosite în amenajarea torenţilor, bazată pe folosirea unui algoritm de minimizare a unei funcţii neliniare supusă la restricţii neliniare (algoritmul lui Yancey şi Spear bazat pe algoritmul lui Rosenbrock). Se determină astfel parametrii secţiunii transversale care conduc la o valoare foarte apropiată de cea mai mică posibilă, respectînd în acelaşi timp integral condiţiile de stabilitate şi rezistenţă impuse în mod obişnuit barajelor cu fundaţie evazată folosite în amenajarea torenţilor. Un exemplu de dimensionare pe această cale este prezentat, cu specificarea că timpul ordinator de calcul este relativ redus (98 sec.) iar economia de beton realizată este de 1,05 m^3/metru liniar de baraj faţă de tabelele de dimensiuni existente [3].

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC IAȘI
Tomul XXVII (XXXI), fasc. 1—4, 1981
Secția VI
ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

C.Z. 627.8: 526

PROCEDEU NOU DE OBȚINERE RAPIDĂ A DEPLASĂRILOR ORIZONTALE ÎN STUDIUL COMPORTĂRII ÎN TIMP A BARAJELOR, PRIN MĂSURĂTORI LINIARE

DE

EUGEN POPA

1. Într-o lucrare anterioară [2] s-a studiat modul în care sînt obținute deplasările orizontale la construcții aflate în exploatare și supuse urmăririi în timp și comportarea lor, pe baza măsurătorilor de unghiuri sau direcții. Față de importanța actuală a problemei comportării construcțiilor și de tendința crescîndă de folosire a aparatelor moderne de măsurat distanțe, apare ca o cerință acută folosirea unui procedeu adecvat noilor condiții de lucru.

În acest sens se prezintă un nou procedeu pentru stabilirea deplasărilor în plan, prin calcule simple și chiar efectuate direct în teren, pentru diferite lucrări hidrotehnice și în special pentru baraje de diverse tipuri, pe bază de măsurători liniare întreprinse cu aparate speciale, tahimetre electro-optice și tahimetre electronice [3] ... [5].

2. La baza noului procedeu este folosit procedeul de rezolvare din cazul intersecției liniare [1], unde coordonatele unui punct nou, P, sînt deduse în raport cu punctele cunoscute A și B (prin coordonatele lor) și cu lungimile l_i măsurate (fig. 1 *a*), de la punctele cunoscute spre punctul nou:

$$(1)\qquad \begin{cases} X_P = \frac{1}{2}(X_A + X_B + e_1 X_{AB} - f_1 Y_{AB}), \\ Y_P = \frac{1}{2}(X_A + Y_B + e_1 Y_{AB} + f_1 X_{AB}), \end{cases}$$

unde:

$$(1_1)\qquad \begin{cases} e_1 = \dfrac{2p-l}{l} \cdot \dfrac{l_1 - l_2}{l} = \dfrac{l_1^2 - l_2^2}{l^2}; \\ f_1 = \dfrac{4}{l^2}[p(p-l_1)]^{1/2}[(p \quad l_2)(p=l)]^{1/2}. \end{cases}$$

3. Pentru un baraj aflat în exploatare, ce trebuie supus studiului comportării în timp, se alege, chiar din timpul execuției, o rețea de sprijin alcătuită din repere fixe, R_i, față de care se efectuează măsurători asupra unor puncte (repere mobile), r_i, situate pe baraj, cărora trebuie să li se determine deplasările, dx și dy.

Se consideră expresiile (1), ce reprezintă aici coordonatele unui reper, r și prin diferențierea lor în raport cu l_1 și l_2 vor rezulta deplasările dx_r și dy_r ale reperului mobil, r, urmărit:

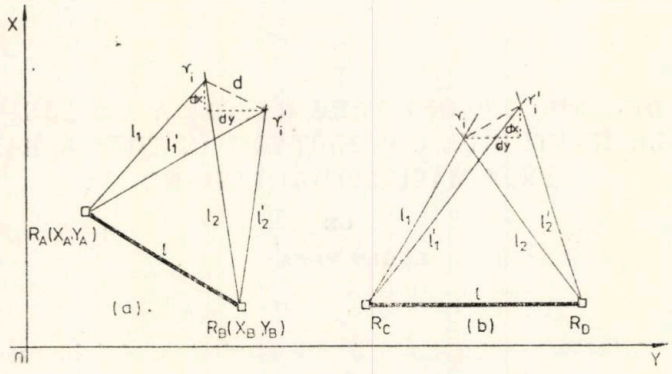


Fig. 1

$$
(2)\quad \begin{cases} dx_r = \left(\dfrac{l_1}{l^2} X_{AB} + \dfrac{l_1}{l^2} \cdot \dfrac{l_2^2 + l^2 - l_1^2}{4S} Y_{AB}\right) dl_1 + \\ \quad + \left(-\dfrac{l_2}{l^2} X_{AB} + \dfrac{l_2}{l^2} \cdot \dfrac{l_1^2 + l^2 - l_2^2}{4S} Y_{AB}\right) dl_2, \\ dy_r = \left(\dfrac{l_1}{l^2} Y_{AB} - \dfrac{l_1}{l^2} \cdot \dfrac{l_2^2 + l^2 - l_1^2}{4S} X_{AB}\right) dl_1 + \\ \quad + \left(-\dfrac{l_2}{l^2} Y_{AB} + \dfrac{l_1}{l^2} \cdot \dfrac{l_1^2 + l^2 - l_2^2}{4S} X_{AB}\right) dl_2. \end{cases}
$$

Aceste relații se pot scrie sub forma mai simplă :

$$
(3)\quad \begin{cases} dx_r = (c_1 X_{AB} + c_2 Y_{AB}) dl_1 + (c_3 X_{AB} + c_4 Y_{AB}) dl_2 = C_1 dl_1 + C_2 dl_2, \\ dy_r = (c_1 Y_{AB} + c_2 X_{AB}) dl_1 + (c_3 Y_{AB} + c_4 X_{AB}) dl_2 = C_3 dl_1 + C_4 dl_2, \end{cases}
$$

unde :

$$
(3_1)\quad \begin{cases} c_1 = \dfrac{l_1}{l^2}, \quad c_2 = c_1 \dfrac{l_2^2 + l^2 - l_1^2}{4S}, \quad c_3 = -\dfrac{l_2}{l^2}; \quad c_4 = -c_3 \dfrac{l_1^2 + l^2 - l_2^2}{4S}, \\ S = [p(p-l)(p-l_1)(p-l_2)]^{1/2}; \end{cases}
$$

$$
(3_2)\quad \begin{cases} C_1 = c_1 X_{AB} + c_2 Y_{AB}, & C_2 = c_3 X_{AB} + c_4 Y_{AB}, \\ C_3 = c_1 Y_{AB} + c_2 X_{AB}, & C_4 = c_3 Y_{AB} + c_4 X_{AB} \end{cases},
$$

Expresiile obținute reprezintă deplasările reperului r pe direcțiile axelor de coordonate ale sistemului de axe în care sînt determinate coordonatele reperelor fixe A și B. Deplasarea totală este

$$dr = (dx_r^2 + dy_r^2)^{1/2}$$

4. Asupra relațiilor de mai sus se fac următoarele precizări:

a) Se observă că dl_1 și dl_2 reprezintă diferențele lungimilor l_1 și l_2 măsurate de la reperele fixe la reperul mobil r, în două cicluri succesive.

b) Pentru a obține deplasările, dx și dy, în cm, se vor introduce variațiile lungimilor, dl_1 și dl_2, exprimate de asemenea în cm (cum e și firesc deoarece variațiile sînt obișnuit de ordinul centrimetrilor), ceilalți coeficienți fiind lipsiți de dimensiuni.

c) Expresiile (3) au un caracter general, indiferent de poziția reperelor fixe și mobile, deplasările dx, dy depinzînd de coeficienți și, evident, de variațiile lungimilor măsurate.

d) Semnele variațiilor dl_1 și dl_2 se vor alege în mod firesc, pozitive cînd lungimile din ciclul următor sînt mai mari decît lungimile măsurate în ciclul precedent și negative în caz contrar. Astfel, în cazul din fig. 1 *a*, dl_1 este pozitiv iar dl_2 este negativ, iar în fig. 1 *b* ambele sînt pozitive.

e) Coeficienții C_i, $(i=1, 2, 3, 4)$, sînt calculați la ciclul „zero", cu 3 ... 7 zecimale în funcție de gradul de precizie (± 1 cm sau $\pm 0{,}1$ mm).

f) Pentru simplificare, în calculul coeficienților se poate alege sistemul de axe cu originea într-un reper fix și una din axe identică cu direcția orientată spre un alt reper fix.

În practică se recomandă ca cele două repere să reprezinte o direcție paralelă respectiv perpendiculară pe axa longitudinală a barajului, spre a fi obținute deplasări longitudinale și transversale.

Observații și concluzii

a) Calculul deplasărilor se efectuează pe teren, direct și rapid, cu ajutorul coeficienților C_i, $(i=1, 2, 3, 4)$, și variațiile lungimilor, dl_1, dl_2, fie cu rigla de calcul acolo unde deplasările se cer a fi obținute cu o precizie de ± 1 cm, fie cu un calculator de performanță redusă dacă deplasările se cer cu o precizie de $\pm 0{,}1$ mm.

b) Rezolvarea propusă este mult mai avantajoasă față de procedeele actuale. Este comparabilă numai cea din [2], este simplă, directă, precisă și folosibilă în toate situațiile din teren, fiind condiționată doar de vizibilitate.

c) Sînt necesare și unele recomandări cu privire la alegerea reperelor fixe, distanța dintre ele și deplasarea față de baraj și anume: α) cîte trei repere în aval și în apropierea capetelor barajului; β) două din grupul de trei repere să alcătuiască baza ce se ia ca axă §4 *f*); γ) cînd nu e posibil a alege un reper paralel și altul perpendicular pe axul barajului se vor alege două repere aproximativ paralele; δ) baza trebuie să fie situată la o distanță de 1/2...1/1 din lungimea barajului iar mărimea să depășească lungimea barajului cînd e mai depărtată, pentru ca lungimile măsurate de la reperele fixe să se intersecteze în punctele (repere mobile) alese pe baraj, sub unghiuri cu valori cuprinse între 70^g și 130^g, cît este necesar pentru a obține o precizie de determinare acceptabilă.

d) Pentru control se va folosi fie o bază perpendiculară, cînd există vizibilitate, fie alta, paralelă cu axul barajului sau măsurători unghiulare [2].

e) Echipamentul cel mai indicat în acest sens este și tahimetrul electrooptic EOT 2 000-VEB Zeiss, Jena, cu care sînt dotate numeroase unități productive din țară. Cu acest aparat se măsoară atît distanțe, cu afișare la mm și precizia de ± 1 cm, cît și unghiuri, cu precizia de $\pm 1^{cc}$. În practică se va lucra, desigur, cu aparatura existentă, corespunzător preciziei ce se impune.

f) În încheiere mai trebuie subliniat și caracterul mai larg de aplicabilitate al procedeului propus, cu toate aparentele dificultăți ce le-ar implica efectuarea măsurătorilor arătate mai sus în comparație și cu metodele bazate pe interferometrie, unde sînt urmărite numai deplasări față de aliniamente asigurate de către interferometre cu laser [1], [3], care mai ridică și presupun și alte complicații tehnico-economice.

Primită la 27 mai 1981

Institutul politehnic, Iași,
Laboratorul de topografie și fotogrammetrie

BIBLIOGRAFIE

1. Popa E., *Contribuții asupra aplicării calculului vectorial și numerelor complexe la rezolvarea unor probleme de topografie și geodezie.* Teză de doctorat, Inst. de constr., Buc., 1979.
2. Popa E., *Sur un nouveau procédé de calcul des déplacements horizontaux dans le processus de l'observation durant le temps du comportement des constructions.* Bul. Inst. polit., Iași, XXVII (XXXI), 1—2, s. V (1981).
3. Popescu V., *Contribuții la metodele geodezice de urmărire a comportării barajelor.* Teză de doctorat Inst. de constr., Buc., 1981.
4. Wichman S., *Elektronische Tachymetrie.* H. *15,* Karlsruhe, 1970.
5. Wichman S., *Technik der elektro-optischen Tachymetrie.* H. *19,* Karlsruhe, 1972.

UN NOUVEAU PROCÉDÉ PERMETTANT À OBTENIR RAPIDEMENT LES DÉPLACEMENTS HORIZONTAUX DANS LE PROCESSUS DE L'ÉTUDE DURANT LE TEMPS DU COMPORTEMENT DES BARRAGES, PAR DES MESURES LINÉAIRES

(Résumé)

On propose un nouveau procédé de calcul simple et rapide qui permet à établir les déplacements horizontaux en utilisant les résultats obtenus à l'intersection simple par l'application du calcul vectoriel et des nombres complexes.

Les déplacements sont obtenus dans le cycle respectif au terrain, à l'ordinateur ou à la règle à calcul, avec la précision imposée.

On fait quelques observations concernant les expressions des déplacements et on présente nombre d'indications pratiques.

Tipărit la Întreprinderea poligrafică Iași
Str. 7 Noiembrie nr. 49
Sub cd. 233

40822